



Influence des interactions mécaniques eau-sol sur l'érosion interne

Fateh Bendahmane

► To cite this version:

Fateh Bendahmane. Influence des interactions mécaniques eau-sol sur l'érosion interne. Sciences de l'ingénieur [physics]. Université de Nantes, 2005. Français. NNT : . tel-00355072v2

HAL Id: tel-00355072

<https://theses.hal.science/tel-00355072v2>

Submitted on 2 Feb 2009

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

UNIVERSITÉ DE NANTES

ÉCOLE DOCTORALE
MÉCANIQUE, THERMIQUE ET GÉNIE CIVIL

Année 2005

Influence des interactions mécaniques eau-sol sur l'érosion interne

THÈSE DE DOCTORAT

Discipline : Sciences de l'Ingénieur

Spécialité : Génie Civil

*Présentée
et soutenue publiquement par*

Fateh BENDAHMANE

Le 30 novembre 2005, devant le jury ci-dessous

Président et rapporteur :	M. GOURC Jean-Pierre	Professeur, Université de Grenoble
Rapporteur :	M. MARTINEZ Juan	Professeur, INSA de Rennes
Examineurs :	M. GARNIER Jacques	Directeur de recherche HDR, L.C.P.C. Nantes
	M. MAROT Didier	Maître de conférences, Université de Nantes
	M. ROYET Paul	Ingénieur de recherche, Cemagref
	M. THOMAS Pierre	Professeur, Université de Nantes

Directeur de thèse : M. THOMAS Pierre, Professeur, Université de Nantes

Co-encadrants : M. MAROT Didier, M. ALEXIS Alain, Maîtres de conférences, Université de Nantes

Laboratoire : Institut de Recherche en Génie Civil et Mécanique, UMR CNRS 6183

I.U.T. de Saint-Nazaire, 58, rue Michel Ange, BP 420, 44606 Cedex, Saint-Nazaire

Sommaire

<i>Introduction</i>	<i>1</i>
<i>I. Etude bibliographique</i>	<i>5</i>
I.1. Importance et complexité de la problématique	5
I.2. Définition et typologie de l'érosion interne	6
I.3. Etude bibliographique des essais réalisés	11
I.4. Etude bibliographique des modèles	16
<i>II. Elaboration de la phase expérimentale et proposition d'un banc d'essais</i>	<i>39</i>
II.1. Contexte et démarche	39
II.2. Etude préliminaire	39
II.3. Etude phénoménologique complémentaire avec plans d'expériences	49
II.4. Proposition d'un prototype et d'un protocole	54
<i>III. Expérimentations sur prototype</i>	<i>69</i>
III.1. Objectifs	69
III.2. Première campagne d'essais	70
III.3. Amélioration du processus expérimental et deuxième campagne d'essais	84
<i>IV. Comparaison entre expérimentation et première approche de modélisation</i>	<i>101</i>
IV.1. Démarche scientifique	101
IV.2. Modélisation de l'érosion de particules fines	102
IV.3. Effet de la variation des paramètres du modèle	114
IV.4. Analyse comparative des résultats expérimentaux et numériques	119
IV.5. Bilan de l'analyse comparative	123
Conclusion générale	125

Perspectives	127
<i>Liste des notations</i>	<i>129</i>
<i>Bibliographie</i>	<i>133</i>
<i>Annexes</i>	<i>137</i>
<i>Index des figures et des tableaux</i>	<i>143</i>

Introduction générale

1. Cadre général et problématique

Les ouvrages hydrauliques construits en terre sont nombreux et essentiels, car ils ont pour objectif la protection des personnes et des biens (digues et levées), la production d'électricité ou la constitution de réserves d'eau (barrage).

Ces ouvrages en terre constituent, à grande échelle, des milieux poreux en contact avec un fluide en mouvement. En leur sein, il apparaît ainsi un couplage des phénomènes hydrauliques et mécaniques qui impose une démarche scientifique interdisciplinaire. La pérennité de tels ouvrages peut être remise en cause :

- Par l'impact de contraintes externes (environnementales ou anthropiques) qui est généralement connu et pris en compte dès la conception ;
- Par l'impact de l'érosion interne, phénomène encore mal connu et mal quantifié, bien qu'il soit responsable de la majorité des désordres aux très importantes conséquences humaines ou matérielles.

L'érosion interne est définie comme une migration de particules engendrée par un écoulement hydraulique souterrain dans un sol ou dans un ouvrage en terre. Cette migration engendre une modification des caractéristiques hydrauliques et mécaniques du matériau constituant l'ouvrage, et notamment de la perméabilité. La perturbation de cette caractéristique intrinsèque essentielle peut créer une perte d'étanchéité ou une surpression interstitielle. Une telle modification de ce milieu poreux peut être le facteur déclenchant d'une rupture d'ouvrage.

Sur un plan scientifique, l'étude de l'érosion interne présente l'intérêt et la difficulté d'associer milieux poreux frottants et cohésifs car les ouvrages sont constitués de matériaux sableux et argileux, la fraction argileuse permettant d'assurer l'étanchéité. L'interaction physico-chimique argile-fluide est fonction de la nature des phases solide et fluide. Le comportement de l'ouvrage est fonction des matériaux et de leur mise en place, et de l'ampleur des sollicitations mécaniques et hydrauliques. L'étude des écoulements internes dans ces milieux poreux évolutifs est donc complexe car elle fait intervenir un ensemble de phénomènes interdépendants liés au matériau et au fluide.

Sur un plan méthodologique, l'étude de l'érosion interne peut s'effectuer selon 3 échelles différentes. Les critères de choix d'échelle reposent sur l'analyse comparative suivante :

- Le choix de l'échelle (macro) de l'ouvrage peut permettre une étude réaliste mais coûteuse et spécifique à un ouvrage particulier, avec un contrôle des paramètres d'études non-optimal ;
- Le choix de l'échelle (micro) des particules peut être fructueux mais complexe en raison de la diversité et de l'hétérogénéité des sols engendrant une applicabilité limitée de l'étude ;
- Le choix de l'échelle (meso) de l'échantillon peut permettre un contrôle des paramètres mais impose des précautions indispensables à l'obtention d'essais représentatifs de la réalité.

L'échelle meso semble donc particulièrement intéressante car elle permet une première approche du problème, à coût raisonnable, qui peut être complétée par la réalisation d'une étude grandeur nature, avec faible nombre d'essais.

2. Objectifs de l'étude et démarche scientifique

Les phénomènes complexes d'érosion interne sont insuffisamment connus puisqu'ils continuent d'engendrer des ruptures d'ouvrage.

Nous proposons d'apporter une contribution à leur connaissance en effectuant tout d'abord une étude bibliographique permettant d'identifier les apports et les limites actuelles des recherches dans ce domaine.

L'objectif de suivi de l'initiation et des développements de ces phénomènes dans les milieux sablo-argileux constituant les matériaux des ouvrages hydrauliques en terre, nous conduira dans une deuxième partie à réaliser une étude phénoménologique pour aboutir à la proposition d'un système expérimental original et adapté à la problématique.

A l'aide de ce système expérimental, nous proposerons dans une troisième partie des expérimentations qui nous permettront de réaliser une étude paramétrique.

Nous proposerons, dans la dernière partie de cette étude, une première approche de modélisation numérique dont les résultats seront confrontés avec ceux de la modélisation physique.

Enfin, la conclusion nous permettra de présenter une synthèse de ces travaux et des perspectives de recherche qu'ils génèrent.

I. Etude bibliographique

Nous allons chercher, dans ce chapitre, à mettre en évidence les apports et les limites des recherches actuelles sur les écoulements internes dans les sols sablo-argileux et sur l'érosion interne. Nous nous attacherons également à proposer une clarification typologique et terminologique, rendue nécessaire par l'interdisciplinarité et la complexité de ce domaine scientifique.

I.1. Importance et complexité de la problématique

Dans le domaine du génie civil, l'interaction de l'eau avec les ouvrages en terre peut générer des dommages très importants. Pour les barrages en terre, Foster et al (2000) réalisent une étude statistique sur 11 192 ouvrages hydrauliques en terre : 136 ont subi des désordres dont 6% par glissement, 46% par érosion interne et 48% par surverse.

En France, plus de 70 cas d'incidents, directement liés à l'érosion interne, sur des barrage en terre ont été recensés depuis 1970 (Fry et al, 1997).

Les ruptures de digues sont beaucoup plus nombreuses que celles des barrages en raison, d'une part de la variabilité des sollicitations hydrauliques et d'autre part de la longueur et de l'hétérogénéité, et parfois de l'ancienneté, des digues et levées qui engendrent une difficulté de suivi et de maintenance.

Il convient enfin d'indiquer un autre aspect économique important de l'application des recherches sur les écoulements internes et les interactions fluide-sol. Dans le secteur pétrolier, la rentabilité de l'exploitation des fluides lourds présents dans les réservoirs sableux (très visqueux et dont les volumes sont considérables), peut être améliorée notablement en favorisant l'érosion interne du sable par ces huiles (Yalamas, 2005). Ce domaine connexe à la problématique de cette thèse peut présenter des aspects complémentaires.

Au sein de ces complexes fluide-sol, l'écoulement peut induire une migration de particules provoquant une modification des propriétés mécaniques et hydrauliques. La variation induite de la perméabilité peut engendrer des désordres dans les ouvrages, ayant pour origine la perte d'étanchéité ou les surpressions interstitielles, pouvant aller jusqu'à la rupture.

Les processus d'érosion interne mettent en jeu des phénomènes et des mécanismes dont la complexité peut engendrer des différences d'interprétation des résultats d'une même étude (Skempton et Brogan, 1994 ; Monnet, 1998).

Il convient également de souligner l'importance et la complexité des filtres artificiels sur l'érosion interne (dont la typologie fera l'objet du paragraphe suivant I.2) :

L'absence de filtre dans un ouvrage hydraulique en terre peut engendrer sa rupture par érosion régressive (Fry et al, 1997) et l'utilisation d'un filtre mal adapté peut engendrer soit la suffusion et le colmatage, soit une migration massive de particules (Lafleur, 1999 ; Giroud, 2005).

Basées sur des critères hydrauliques ou granulométriques, les différentes approches proposées pour la modélisation de l'érosion interne méritent d'être complétées puisque des désordres continuent d'apparaître dans des ouvrages en terre, y compris parfois sur des ouvrages récents.

I.2. Définition et typologie de l'érosion interne

Les mécanismes responsables de l'érosion interne sont complexes et dépendent de plusieurs paramètres qui peuvent être couplés. D'une manière générale, la terminologie employée pour l'érosion interne est variable et dépend des disciplines et des chercheurs, ce qui est caractéristique d'un domaine scientifique interdisciplinaire.

Selon le comité français des grands barrages (Fry et al, 1997) et selon Lautrin (2002), l'érosion interne ne se développe que si deux conditions sont réunies : l'arrachement des particules et leur transport. L'expérience de terrain de Fry et al (1997) permet aux auteurs de distinguer six phénomènes d'arrachement (entraînement, érosion régressive, débouillage, boullance, dissolution et défloculation) et deux phénomènes de transport (suffusion et renard). Néanmoins d'autres phénomènes d'érosion ont été recensés (exsolution et auto-filtration) par Lafleur (1989), Tomlinson et Vaid (2000) et Garner et Sobkowicz (2002).

Ces phénomènes d'érosion interne sont définis ci dessous :

Entraînement : l'entraînement (phénomène purement mécanique) se produit lors d'un détachement de particules des parois d'une conduite ou des pores dans le sens de l'écoulement. Lors d'un écoulement, le fluide exerce des contraintes de cisaillement dues au frottement fluide-grain. Si ces contraintes dépassent le seuil critique, il y a arrachement,

phénomène favorisé par l'existence des chemins préférentiels, la diminution de la cohésion entre les grains et la vitesse d'écoulement dans les pores.

Érosion régressive : l'érosion régressive se traduit par un arrachage des particules, une par une, en aval, sous l'effet de la poussée de l'écoulement du fluide. Sous un gradient hydraulique, l'arrachage se fait de l'aval vers l'amont. Les particules sont progressivement évacuées par écoulement. Ceci déstabilise la structure du sol et augmente le gradient hydraulique localement, ce qui provoque une augmentation de la vitesse d'écoulement, donc une amplification du phénomène d'érosion. Pour les sols homogènes ce phénomène se développe sans limite jusqu'à l'effondrement du sol.

Boullance : la boullance est la conséquence d'un gradient hydraulique vertical et ascendant. Les forces d'écoulement s'opposent directement au poids des particules et la résultante des forces est dirigée vers le haut (vers le sens d'écoulement), ce qui provoque un entraînement des particules par écoulement (figure 1).

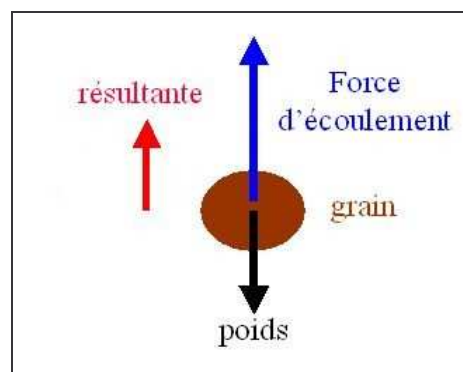


Figure 1 : Phénomène de boullance

Dissolution : Ce phénomène correspond à la transformation d'un état solide en un état liquide d'une partie des constituants sous une action thermique ou chimique. Ce phénomène se traduit par une augmentation de porosité, donc de perméabilité, qui peut favoriser l'apparition des phénomènes d'érosion interne. Ainsi, lors des constructions des ouvrages en terre en altitude, il existe souvent des dépôts de glace dont la dissolution provoque le déclenchement du phénomène de renard (Garner et Sobkowicz, 2002).

Défloculation : La défloculation est un processus physico-chimique qui tend à disperser les plaquettes d'argile et à engendrer une diminution de la taille des agglomérats des particules d'argiles facilitant ainsi leur migration lors d'un écoulement. Ce phénomène dépend de l'équilibre ionique entre le fluide et l'argile.

Débouillage : Le débouillage est un déplacement massif de sol piégé sous une pression d'eau, Lautrin (2002). Par exemple, ce phénomène peut se produire dans un conduit fossile où l'eau accumulée en amont exerce une pression suffisante sur un bouchon de sol qui sera destabilisé et transporté (figure 2).



Figure 2 : Phénomène de débouillage (Lautrin, 2002)

Exsolution : L'exsolution correspond à l'expulsion de l'air piégé dans les ouvrages lors de leur mise en eau. Cet air piégé est comprimé et transporté par l'écoulement. Les expériences de Garner et Sobkowicz (2002) montrent que l'exsolution peut provoquer le renard (défini page suivante).

Suffusion : Ce phénomène est une redistribution diffuse des particules dans le sol. La granulométrie globale du sol ne change pas, par contre la perméabilité évolue. Si localement les particules érodées ne peuvent plus migrer, un colmatage apparaît accompagné d'une surpression, ce qui peut engendrer un glissement de sol. Généralement l'évolution très lente du phénomène de suffusion permet sa détection et sa limitation. La suffusion est le résultat d'une redistribution des particules fines dans le sol sans modification du volume solide total du sol. La perméabilité subit ainsi de faibles variations et les conséquences de ce phénomène sont considérées comme bénignes par Garner et Sobkowicz (2002) et Barakat (1991) (figure 3).

Certains auteurs distinguent 3 types de suffusion (interne, externe et surfacique) pour décrire encore plus finement les phénomènes observés in-situ.

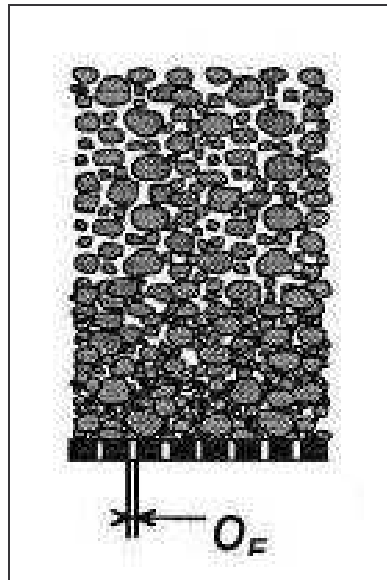


Figure 3 : Suffusion (Lafleur, 1999)

Renard : Ce phénomène est un arrachement régressif des particules de l'aval du sol vers un milieu extérieur et en progressant vers l'amont, jusqu'à la formation d'un conduit continu. La variation de granulométrie du sol engendre donc une variation de la perméabilité. Ce phénomène de renard est difficilement détectable et évolue très rapidement, ce qui laisse peu de temps pour agir. Généralement l'apparition du phénomène de renard dans les sols cohésifs est favorisée par des défauts de perméabilité (figure 4).



Figure 4 : Renard dans un barrage (Lautrin, 2002)

Auto-filtration : Ce phénomène ne peut exister qu'en présence d'un filtre en aval de l'écoulement (avec une certaine porosité). Une érosion régressive (de l'aval vers l'amont) se produit. L'arrachage des particules devient moins important vers l'amont, jusqu'à ce qu'il n'y ait plus de départ de particules. Le sol arrive donc à arrêter l'érosion interne par un réarrangement de particules en forme de voûte dans une zone appelée zone d'auto-filtration

qui subit un tassement dû au départ de particules. D'après Fry et al (1997) ce tassement peut engendrer des désordres dans un ouvrage et déclencher le phénomène de surverse (figure 5).

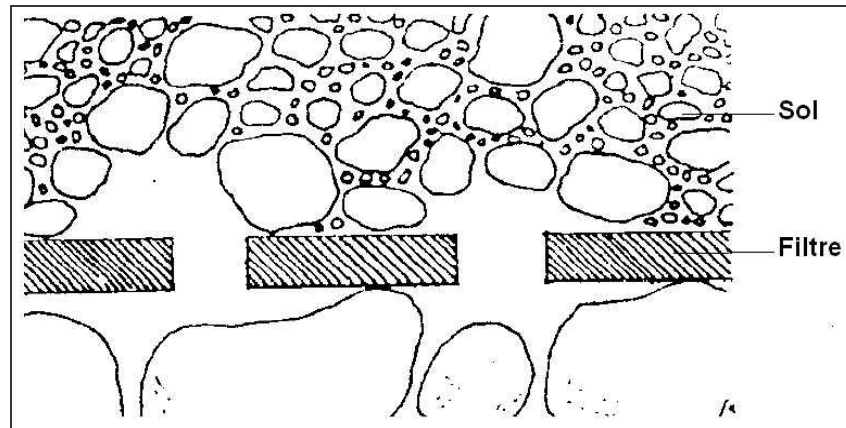


Figure 5 : Auto-filtration

I.2.1. Synthèse et choix terminologiques

Les observations réalisées sur sites sont fructueuses mais leurs interprétations sont souvent délicates et elles conduisent à l'identification d'un grand nombre de phénomènes distincts. Notre approche consiste à définir ces phénomènes par l'identification des interactions eau-sol et des caractéristiques d'état du sol et de l'eau qui amplifient ces désordres.

Interactions eau-sol :

- Mécaniques : érosion massive, érosion de fines ;
- Thermo-chimiques : dissolution, défloculation.

Caractéristiques :

- du sol : granulométrie, chemin préférentiel (fissure, conduite), positionnement du sol par rapport à l'ouvrage, degré de saturation, nature chimique ;
- de l'eau : nature chimique, température.

Le tableau ci-dessous définit les interactions eau-sol et les caractéristiques d'état pour chaque phénomène présent dans la littérature.

	Caractéristiques eau / sol	Interactions eau-sol
Entraînement	Chemin préférentiel	Erosion massive
Erosion régressive	Granulométrie	Erosion massive
Boulance	Positionnement	Erosion massive
Dissolution	Nature chimique / température	Dissolution / érosion massive
Défloculation	Nature chimique	Défloculation / érosion de fines
Débouillage	Chemin préférentiel	Erosion massive
Exsolution	Degré de saturation	Erosion massive
Suffusion	Granulométrie	Erosion de fines
Renard	Granulométrie	Erosion massive
Auto filtration	Granulométrie	Erosion massive

Tableau 1 : Caractéristiques d'état et interactions eau-sol des différents phénomènes

Dans le but d'utiliser une terminologie représentative du comportement du matériau et toutefois proche de celle utilisée par les ingénieurs, nous avons choisi d'associer **érosion massive** au terme **renard** et **érosion de fines** au terme **suffusion**. Nous définissons ainsi ces deux interactions mécaniques par :

- **Suffusion** : phénomène diffus d'arrachage et de migration de particules fines. Elle n'amène pas d'importante modification de volume solide mais elle peut s'accompagner d'une diminution de la perméabilité et d'un colmatage.
- **Renard** : phénomène localisé d'arrachage régressif et de migration de grain. L'importante variation de volume solide résultante peut engendrer des ruptures.

I.3. Etude bibliographique des essais réalisés

Des essais en vraie grandeur ont été réalisés (Höeg et al, 2004) sur des barrages en terre pouvant atteindre 6 m de hauteur. Différents types de barrages ont été construits (figure 6a) puis volontairement fragilisés pour déclencher l'érosion interne, par réalisation de défauts constructifs ou par création de chemins préférentiels constitués de sable. La figure 6b montre la phase brutale de rupture de l'ouvrage par renard.

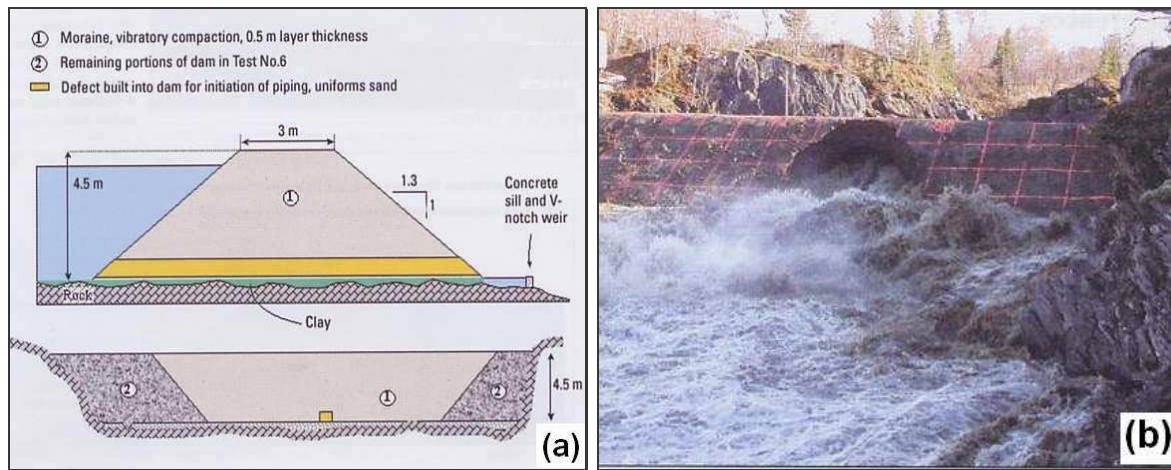


Figure 6 : Rupture d'un barrage expérimental en terre (Höeg et al, 2004)

Ces études en vraie grandeur sont représentatives quant aux tailles des ouvrages et des désordres. Par contre elles présentent les inconvénients de comporter un nombre réduit d'essais et un contrôle insuffisant des paramètres et d'engendrer un coût important (2,9 M \$ pour 7 essais). Pour pallier ces inconvénients, il est essentiel de réaliser de manière complémentaire des essais à l'échelle mesoscopique (échelle de l'échantillon) en laboratoire afin de connaître et de contrôler les paramètres d'érosion interne. Une étude paramétrique à coût modéré peut ainsi être effectuée afin de comprendre et de modéliser l'érosion interne au sein de l'échantillon, puis de modéliser l'érosion interne à l'échelle de l'ouvrage.

I.3.1. Matériels utilisés

Des essais en laboratoire ont été réalisés avec différents systèmes expérimentaux pour étudier l'érosion interne. Nous pouvons distinguer deux grandes familles de matériels selon que leurs cellules ont des parois rigides ou souples.

I.3.1.1. Cellules à paroi rigide

La plupart des auteurs (Lafleur, 1989 et 1999 ; Reddi et Bonala, 1997 ; Tomlinson et Vaid, 2000 ; Tarog, 2000 ; Reddi et al, 2000 et Yalamas, 2005) ont mené leurs essais à l'aide d'un perméamètre à paroi rigide. Les avantages de ce type de matériel sont la simplicité de mise en œuvre et d'utilisation, ainsi que le faible coût. Les inconvénients proviennent de la nature uni-axiale du chargement et de la présence d'écoulements parasites entre l'échantillon et la paroi.

Ayadat et al (1998) ont utilisé un oedomètre et mesuré le tassement sous écoulement hydraulique sans déconfiner l'échantillon pour éviter de le perturber par une sollicitation mécanique parasite. Cet oedomètre présente les inconvénients des cellules à parois rigides. L'avantage réside dans l'utilisation d'un matériel simple à manipuler et normalisé.

Dans le but de réaliser mécaniquement un défaut (fissure) en cours d'écoulement, Tarog (2000) a utilisé une boîte de Casagrande modifiée. Cet appareillage permet d'effectuer un écoulement horizontal qui engendre toutefois, sous l'impact de l'effort axial, un écoulement parasite et un colmatage de la fissure durant l'écoulement.

I.3.1.2. Cellules à paroi souple

Pour réduire les écoulements parasites, Kenney et Lau (1985) ont introduit une membrane en caoutchouc entre la paroi rigide et l'échantillon compacté. D'une manière générale, les cellules à paroi souple évitent l'apparition d'écoulement parasite entre l'échantillon et la paroi et permettent de contrôler le confinement de l'échantillon durant les essais. Les conditions de sollicitation des échantillons sont ainsi plus proches des conditions réelles.

I.3.2. Matériaux testés

Plusieurs types de matériaux, composés de particules artificielles ou naturelles, ont été utilisés pour représenter le sol naturel. Le choix du matériau est fonction de la priorité de l'étude : représentativité, répétitivité ou commodité expérimentale.

I.3.2.1. Matériaux artificiels

Lafleur (1989), Tomlinson et Vaid (2000) ont simulé le sol au moyen de billes de verre, de façon à obtenir une très bonne répétitivité pour la préparation des échantillons. Toutefois il est très difficile de représenter ainsi un sol cohérent. Par ailleurs le frottement et l'écoulement entre des particules granulaires sont fonction de l'angularité des grains qui ne peut être reproduite par des billes de verre standards.

I.3.2.2. Matériaux naturels

Kenney et Lau (1985), Lafleur (1999), Skempton (1994) ont testé des échantillons compactés de sols naturels pulvérulents composés de sable et de gravier. Ces matériaux grossiers nécessitent des cellules perméamétriques de dimensions importantes pour

s'affranchir des effets de bord. Lafleur et al (1989) ont étudié plusieurs types de sols naturels composés d'argile, de sable et de gravier, compactés à l'optimum Proctor. Les sols naturels sont généralement hétérogènes et spécifiques à un site, ce qui pose le problème de la généralisation des résultats et de la répétitivité des essais.

I.3.2.3. Matériaux reconstitués

Kenney et Lau (1985), Reddi et Bonala (1997), Ayadat et al (1998), Tarog (2000), Reddi et al (2000) ont reconstitué des sols cohérents par mélange d'argile et de sable. La reconstitution d'échantillon semble être un bon moyen pour représenter un sol naturel cohérent tout en s'assurant une répétitivité satisfaisante lors de la préparation des échantillons.

I.3.3. Méthodologies de préparation des échantillons

Peu de données bibliographiques sur les méthodologies utilisées par les chercheurs sont disponibles. Néanmoins nous pouvons constater que pour certains essais, la saturation des échantillons s'est effectuée de bas en haut, avec de l'eau déminéralisée. La saturation est un paramètre très important, car elle conditionne le comportement des sols, en particulier celui des sols cohérents.

Ayadat et al (1998) ont utilisé un malaxage mécanique pour l'homogénéisation des échantillons. Camapum De Carvalho et al (1987) ont réalisé une étude expérimentale sur l'influence de la méthode de compactage sur les sols cohérents. Cette étude montre d'une part, que le frottement sol-moule est à l'origine d'une mauvaise homogénéisation des densités lors du compactage et d'autre part, que le compactage semi-statique est la meilleure méthode pour obtenir des échantillons dont le comportement mécanique est proche de celui des sols compactés en place. Ces auteurs préconisent la méthode de compactage semi-statique en double pistonage en une seule couche dans un moule avec membrane souple interposée entre l'échantillon et la paroi du moule lubrifié.

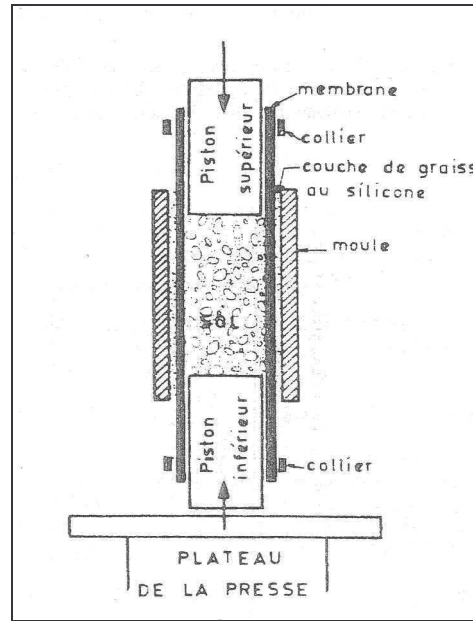


Figure 7 : Schéma du système à double pistonnage (Camapum De Carvalho et al, 1987)

I.3.4. Nature de la sollicitation hydraulique

Pour éviter de provoquer le phénomène de boullance, la plupart des auteurs ont sollicité leurs échantillons par un écoulement hydraulique descendant.

L'écoulement est soit à débit ou soit à gradient hydraulique constants. Les essais à débit constant ne sont pas représentatifs de la réalité car sur site, le gradient hydraulique varie peu (niveau amont quasi-constant). Toutefois ces essais à débit constant peuvent permettre de s'affranchir de la variabilité de la perméabilité induite par les modifications de porosité.

Avec l'utilisation d'un filtre en système ouvert (filtre permettant le passage de toutes les particules de l'échantillon), les gradients hydrauliques appliqués pour les sols cohérents sont de l'ordre de 8 à 35 m/m pour des durées d'essais qui varient de 2 à 6 jours. Pour les sols pulvérulents, les gradients utilisés varient de 2 à 68 m/m et les temps d'essais varient de 2,5 à 6 heures. Par contre l'utilisation de filtres en système fermé (ne permettant pas le passage de particules de l'échantillon) suppose des temps d'essais et des gradients hydrauliques beaucoup plus importants. Le colmatage des pierres poreuses utilisées par Reddi et Bonala (1997) peut certainement expliquer les forts gradients hydrauliques appliqués (jusqu'à 770 m/m). Par ailleurs la nature artificielle des matériaux testés influe grandement sur les durées d'essais. Citons par exemple Lafleur et al (1989) qui ont sollicité des échantillons constitués de billes de verre avec un gradient hydraulique, qui varie de 2,5 à 6 (m/m) et un temps d'essai

de l'ordre de 2,5 heures. Ces mêmes auteurs ont dû utiliser un gradient de 8 (m/m) avec une durée d'essais de 50 à 100 heures pour un sol naturel pulvérulent.

I.3.5. Bilan de l'étude bibliographique des essais

Les études en vraie grandeur sont plus représentatives que les essais de laboratoire, mais elles sont coûteuses et il est difficile de contrôler les paramètres. Par sa complémentarité, une étude paramétrique en laboratoire permet d'améliorer la compréhension du phénomène d'érosion à l'échelle de l'échantillon et de le modéliser. Elle peut ensuite être validée par confrontation avec des essais en vraie grandeur.

Les essais réalisés en laboratoire sur des matériaux naturels sont spécifiques à un site et parfois non répétables. Des précautions expérimentales sont donc requises pour assurer la répétitivité de réalisation et de sollicitation des échantillons. Suivant cet objectif, il semble préférable d'utiliser : des matériaux reconstitués, le double pistonage et des cellules souples. Par ailleurs, il n'apparaît pas dans la bibliographie de système expérimental suffisamment adapté à l'étude de l'initiation et du développement de l'érosion interne dans les sols sablo-argileux.

I.4. Etude bibliographique des modèles

L'érosion interne constitue un mécanisme d'évolution des matériaux poreux qui dépend essentiellement de deux ensembles de caractéristiques :

- Les caractéristiques intrinsèques du matériau ;
- Les caractéristiques de la sollicitation hydraulique.

Pour caractériser l'érosion interne, trois approches principales sont présentes dans la littérature : les critères granulométriques, les critères hydrauliques et l'approche statistique.

I.4.1. Critères granulométriques

I.4.1.1. Présentation de l'approche granulométrique

D'après Kenney et Lau (1985), Lafleur et al (1989), Barakat (1991), Tomlinson et Vaid (2000), un sol pulvérulent est constitué d'une structure primaire et d'une structure secondaire. La structure primaire est constituée de particules qui assurent la résistance du sol, l'arrachage de ces particules modifie la résistance du sol et peut provoquer un effondrement.

La structure secondaire est constituée de particules libres qui ne participent pas à la résistance et qui peuvent se déplacer facilement dans le sol, sous l'action d'une sollicitation mécanique (vibration) ou d'une sollicitation hydraulique (écoulement de fluide). Barakat (1991) précise que le départ des particules par le phénomène de suffusion n'influence pas la résistance des sols. Toutefois Ayadat et al (1998), ont noté que le phénomène de suffusion influence le tassement hydraulique des sols cohésifs.

Pour évaluer la stabilité d'un sol pulvérulent à l'érosion, Kenney et Lau (1985) proposent une méthode qui repose sur l'allure de la courbe granulométrique. Selon les auteurs, il suffit de vérifier si les grosses particules (structure primaire) agissent comme un filtre sur les petites particules (structure secondaire), c'est à dire si les grosses particules ont la capacité de retenir les petites particules.

Cette méthode, qui a été validée par les essais de Skempton (1994), consiste à tracer dans un repère orthonormé : le pourcentage de particules inférieures à un diamètre d en fonction du pourcentage des particules de diamètre compris entre d et $4d$.

$$H = F_{4d} - F_d \quad (1)$$

Avec :

d : diamètre d'une particule quelconque (mm) ;

F_d : pourcentage des particules dont le diamètre est inférieur à d (%) ;

H : pourcentage des particules dont le diamètre est compris entre d et $4d$ (%).

Si le rapport H/F est supérieur à 1 (ou 1,3 pour les sols lâches) le sol est considéré comme stable. La méthode est représentée graphiquement sur la figure 8.

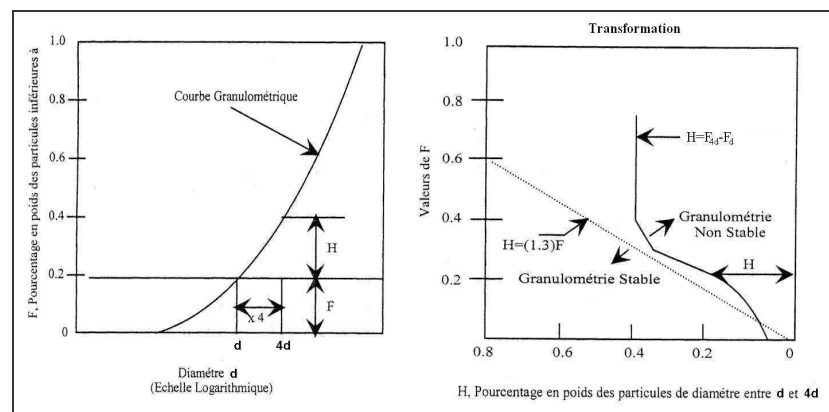


Figure 8 : Méthode de prédiction de la stabilité des sols pulvérulents (Kenney et Lau, 1985)

I.4.1.2. Influence du filtre

La présence d'un filtre influence fortement le comportement du sol. D'une manière générale, les filtres peuvent être constitués d'une couche de sol drainant ou d'un géotextile dont les caractéristiques dépendent étroitement des matériaux constitutifs et du processus de fabrication (Gourc et Faure, 1992). De ce fait la caractérisation précise des filtres peut être complexe. Dans la présente étude, nous nous intéresserons principalement à l'influence de l'ouverture des pores de filtres de faible épaisseur.

Pour assurer leurs fonctions, Giroud (2005) indique que les filtres doivent satisfaire trois critères :

- La rétention : le filtre doit être capable de retenir les particules constitutives du sol ;
- La perméabilité : le filtre ne doit pas freiner l'écoulement ;
- La pérennité : afin de conserver une perméabilité suffisante même après quelques dépôts de particules.

Actuellement il existe plusieurs méthodes intéressantes de dimensionnement de l'ouverture des pores du filtre qui se basent généralement sur un rapport entre le diamètre du des pores filtre et un diamètre type des particules du sol. L'objectif consiste à déterminer une ouverture idéale du filtre pour éviter le départ excessif de particules ou le colmatage du filtre. Pour déterminer la taille équivalente des pores du filtre O_F , Lafleur et al (1989), Giroud (2005) utilisent la formule empirique suivante :

$$O_F = 0,2.d_{15f} \quad (2)$$

Avec :

d_{15f} : diamètre des particules du filtre à 15% du tamisât granulométrique (mm).

Pour des sols pulvérulents en contact avec un géotextile, Lafleur (1999) identifie le diamètre idéal d_i d'ouverture du filtre à partir du coefficient d'uniformité et de l'allure de la courbe granulométrique du sol (annexe 1). En fonction de cette ouverture, l'auteur observe plusieurs phénomènes :

- Le renard si $O_F \gg d_i$;
- La suffusion si $O_F \ll d_i$;
- L'auto filtration si $O_F \approx d_i$.

En négligeant le tassement induit par l'auto filtration, Lafleur (1989) détermine la hauteur de cette zone.

Des essais complémentaires sur l'auto filtration ont été réalisés par Tomlinson et Vaid (2000), en faisant intervenir l'épaisseur du filtre, le rapport entre la taille des pores du filtre et celle du sol, le confinement et l'incrément du gradient de pression. Ils ont notamment noté l'existence d'une épaisseur minimale du filtre pour permettre l'apparition du phénomène d'auto filtration et l'influence de la vitesse du gradient de pression qui s'oppose à l'apparition de l'auto filtration.

Pour tenir compte de la densité initiale du sol (dense ou lâche) Giroud (2005) propose un critère inspiré de celui de Lafleur (1999), qui est utilisable pour des sols pulvérulents ou cohérents. Giroud (2005) remarque qu'une ouverture de filtre O_F peut-être suffisante pour provoquer un départ de particules fines pour des sols lâches mais insuffisante pour des sols denses. L'auteur identifie des valeurs de l'ouverture du filtre en fonction de l'état de densité du sols et en supposant que la courbe granulométrique est linéaire (figure 9).

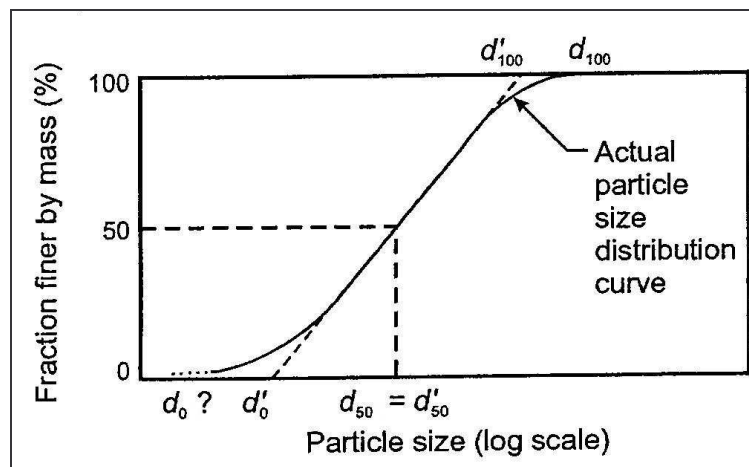


Figure 9 : Transformation de la courbe granulométrique (Giroud, 2005)

Le tableau 2 synthétise les valeurs obtenues de O_F .

Densité du sol	Indice de densité	D	$1 \leq Cu' \leq C_{uc}'$	$C_{uc}'=3$	$C_{uc}'=6,5$	$C_{uc}'=13$
				$Cu' \geq C_{uc}'$	$Cu' \geq C_{uc}'$	$Cu' \geq C_{uc}'$
Lâche	$I_D \leq 35\%$	1	$O_F \leq D \cdot Cu'^{0,3} \cdot d_{85}'$	$O_F \leq \frac{9d_{85}'}{(Cu')^{1,7}}$	$O_F \leq \frac{42,25d_{85}'}{(Cu')^{1,7}}$	$O_F \leq \frac{169d_{85}'}{(Cu')^{1,7}}$
Moyenne-ment dense	$35\% < I_D \leq 65\%$	1,5	$O_F \leq D \cdot Cu'^{0,3} \cdot d_{85}'$	$O_F \leq \frac{13,5d_{85}'}{(Cu')^{1,7}}$	$O_F \leq \frac{63,38d_{85}'}{(Cu')^{1,7}}$	$O_F \leq \frac{253,5d_{85}'}{(Cu')^{1,7}}$
dense	$I_D > 65\%$	2	$O_F \leq D \cdot Cu'^{0,3} \cdot d_{85}'$	$O_F \leq \frac{18d_{85}'}{(Cu')^{1,7}}$	$O_F \leq \frac{84,25d_{85}'}{(Cu')^{1,7}}$	$O_F \leq \frac{338 d_{85}'}{(Cu')^{1,7}}$

Tableau 2 : Méthode de dimensionnement du filtre (Giroud, 2005)

Avec :

D : états de densité (2 pour les sols denses, 1 pour les sols lâches et 1,5 pour des sols intermédiaires) ;

C_{uc}' : coefficient d'uniformité référence qui dépend du coefficient de sécurité souhaité (sol très stable : 3 ; sol peu stable : 13 ; sol moyennement stable : 6) ;

Cu' : coefficient d'uniformité après modification de la courbe granulométrique par une droite $Cu' = d_{60}'/d_{10}'$ (figure 9) ;

d_{85}' : diamètre modifié des particules du sol à 85% du tamisât (figure 9).

En présence d'une couche de sol drainant, Terzaghi (cité par Skempton et Brogan, 1994) a proposé une méthode pour déterminer la stabilité d'un sol. Cette méthode est basée sur le rapport du d_{15} du filtre et du d_{85} du sol. La stabilité du sol est assurée si la condition ci-dessous est vérifiée :

$$\frac{d_{15f}}{d_{85}} < 4 \quad (3)$$

Avec :

d_{15f} : diamètre des particules du filtre à 15% du tamisât (mm) ;

d_{85} : diamètre des particules du sol à 85% du tamisât (mm).

En utilisant ce même rapport d_{15f}/d_{85} , Tomlinson et Vaid (2000) proposent un critère granulométrique susceptible de préciser le comportement des sols pulvérulents. Afin de compléter cette approche pour les sols cohérents, Sherard et Dunnigan (cités par Foster et

Fell, 2001) indiquent que la stabilité du sol à l'érosion interne est assurée selon le pourcentage d'argile, le rapport d_{15f}/d_{85} ou la valeur du d_{15f} (le diamètre maximum de la plus grosse particule ne dépassant pas 4,75 mm) :

- Si le sol contient moins de 15% de fines : $d_{15f}/d_{85} \leq 4$;
- Si le sol contient entre 15 à 35% de fines : $d_{15f} \leq (40 - \% \text{ fines inférieure à } 75\mu\text{m}) \cdot (4 \cdot d_{85} - 0,7) / 25 + 0,7$;
- Si le sol contient entre 35 à 85% de fines : $d_{15f} \leq 0,7 \text{ mm}$;
- Si le sol contient plus de 85% de fines : $d_{15f} / d_{85} \leq 9$.

Ce critère a été amélioré par Foster et Fell (2001) en modifiant les valeurs des constantes utilisées.

- Si le sol contient moins de 15% de fines : $d_{15f} / d_{85} \leq 7$;
- Si le sol contient entre 15 à 35% de fines : $d_{15f} \leq 1,6 \cdot ((35 - \% \text{ fines inférieure à } 75\mu\text{m}) \cdot (4 \cdot d_{85} - 0,7) / 20 + 0,7)$;
- Si le sol contient entre 35 à 85% de fines : $d_{15f} \leq 0,7 \text{ mm}$;
- Si le sol contient plus de 85% de fines : $d_{15f} / d_{85} \leq 9$.

Ces critères ne sont pas suffisants pour prédire correctement l'érosion interne car jusqu'à présent persistent des incidents d'ouvrages récents. Nous pouvons penser que les limites de ces critères proviennent de l'absence de prise en compte de paramètres importants tels que : la minéralogie du matériau, le confinement, la viscosité du fluide, l'interaction fluide matériaux, la vitesse d'écoulement ou le gradient hydraulique.

Barakat (1991) et Ayadat et al (1998) étant en désaccord sur l'influence mécanique de la structure secondaire (particules fines), le comportement mécanique des sols argileux doit être vérifié.

I.4.2. Critères hydrauliques

Il est difficile de déterminer précisément les variations locales de perméabilité dans l'ouvrage. Le gradient hydraulique global est le seul paramètre facilement quantifiable. Les auteurs cherchent donc à identifier la valeur seuil de ce gradient au-delà duquel peut se déclencher l'érosion interne. Actuellement plusieurs approches existent pour déterminer le gradient hydraulique critique.

Terzaghi a montré qu'il existe un gradient hydraulique critique pour des écoulements ascendants, appelé gradient de Terzaghi ou de boulangerie. Ce gradient est la valeur limite pour laquelle il y a équilibre entre le poids des grains et les forces dues à l'écoulement.

$$i_{cr \text{ Terzaghi}} = (1 - n) \left(\frac{\gamma_s}{\gamma_w} - 1 \right) \quad (4)$$

Avec :

n : porosité (.) ;

γ_s : poids volumique des grains (kN.m^{-3}) ;

γ_w : poids volumique de l'eau (kN.m^{-3}).

Cette formule ne fait intervenir ni la cohésion ni le confinement et suppose un écoulement laminaire autour d'un ensemble de grains, elle n'est donc applicable qu'à des sols pulvérulents lâches. Si $\gamma_s = 26,5 \text{ kN/m}^3$ et $0,28 < n < 0,52$, le gradient de boulangerie (déterminé par l'équation 4) sera compris entre 0,8 et 1,2 m/m. Or selon plusieurs chercheurs, notamment Skempton et Brogan (1994), Monnet (1998), Lautrin (2002), le gradient de rupture peut être beaucoup plus petit que le gradient de boulangerie.

En utilisant l'expression définie par Lane :

$$C = (\sum L_v + 1/3 L_h) / H' \quad (5)$$

Lautrin (2002) exprime le gradient critique :

$$i_{cr} = \frac{H'}{\sum L_v + 1/3 L_h} = \frac{1}{C} \quad (6)$$

Avec :

H' : charge hydraulique totale (m) ;

$\sum L_v$: somme des distances verticales parcourues par l'eau (m) ;

L_h : distance horizontale parcourue par l'eau sous l'ouvrage (le coefficient 1/3 tient compte du fait que la perméabilité horizontale est supérieure à la perméabilité verticale dans les sols alluvionnaires) (m) ;

C : coefficient dépendant de la granulométrie du sol (tableau 3).

Nature du sol	C (valeur maximale)
Sable très fin ou silt	8,5
Sable fin	7
Sable moyen	6
Sable grossier	5
Gravier fin	4
Gravier moyen	3,5
Gravier grossier et pierres	3
Galets, pierres et graviers	2,5
Argiles	2
Argiles raides	1,8

Tableau 3 : Valeur du coefficient en fonction de la granulométrie du sol (Lautrin, 2002)

Nous pouvons ainsi constater pour des sols pulvérulents très fins, le gradient critique calculé par cette méthode est de l'ordre de 0,12 m/m, c'est-à-dire de l'ordre du dixième de la valeur du gradient de boulangerie. Les valeurs données dans le précédent tableau mettent en évidence un comportement bien distinct pour les matériaux cohérents dont la résistance à l'érosion semble être importante.

Les essais de Skempton et Brogan (1994) sur des sols pulvérulents sollicités par un écoulement ascendant montrent que la rupture d'un sol stable selon le critère de Kenney, se fait pour une valeur de gradient égale à celle du gradient critique de boulangerie (défini par Terzaghi). Par contre pour les sols instables, le gradient de rupture est beaucoup moins important que le gradient de boulangerie. Monnet (1998) a utilisé les résultats de ces mêmes essais pour déterminer une méthode d'évaluation du gradient de rupture. Cette méthode consiste à comparer la perméabilité du matériau avec la valeur $0,01 \cdot d_{15}^2$. Si $k < 0,01 \cdot d_{15}^2$ la rupture se fera par boulangerie (figure 10) et si $k > 0,01 \cdot d_{15}^2$ la rupture se fera par renard sous un gradient qui s'exprime par :

$$i_R = 0,01 \cdot \frac{d_{15}^2}{k} \cdot i_{c\text{Terzaghi}} \quad (7)$$

Avec :

$i_{c\text{Terzaghi}}$: Gradient critique de Terzaghi ($\text{m} \cdot \text{m}^{-1}$) ;

d_{15} : diamètre des particules du sol à 15% tamisât (mm) ;

k : perméabilité hydraulique ($\text{m} \cdot \text{s}^{-1}$).

Cette formule ne prend pas en compte la cohésion et n'est applicable qu'à des écoulements ascendants.

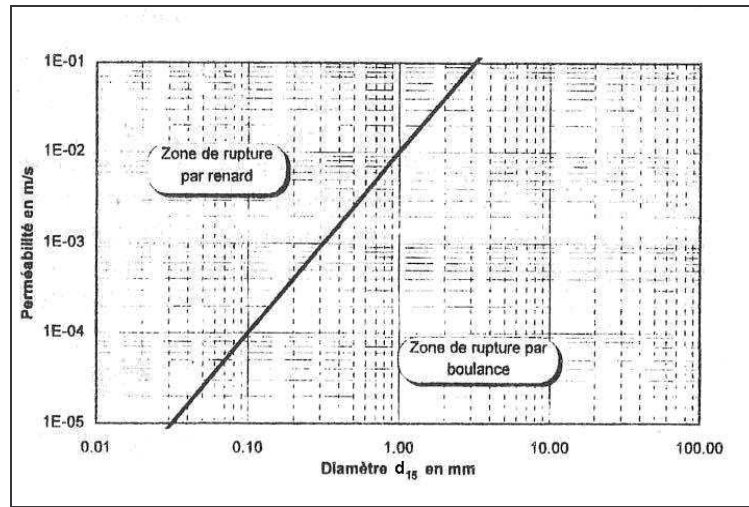


Figure 10 : Ligne critique de stabilité sous l'écoulement (Monnet, 1998)

Blais (2003), cite Den Adel et al qui font intervenir un critère granulométrique pour proposer une relation simple entre le gradient hydraulique critique et le rapport F_{4d}/F_d (utilisé dans le critère de Kenney et Lau, 1985).

$$i_{cr} < 0,5 \left(\frac{F_{4d}}{F_d} - 1 \right) \quad (8)$$

Cette formule n'est applicable que si $d_{90}/d_{10} > 15$.

Une approche plus mécanique consiste à estimer la contrainte de cisaillement sur la surface d'un tube induite par l'écoulement d'un fluide dans le tube. Cette contrainte a été exprimée en 1980 par Hillel (cité par Reddi et al, 2000) suivant l'équation :

$$\tau = \left(\frac{\Delta P}{L} \right) \frac{r}{2} \quad (9)$$

Avec :

ΔP : différence de pression le long du tube de longueur (Pa) ;

L : longueur du tube (m) ;

r : rayon du tube (m).

Le gradient de pression peut être estimé par :

$$\left(\frac{\Delta P}{L} \right) = \frac{q_w}{A} \left(\frac{8 \cdot \eta}{r^2} \right) \quad (10)$$

Avec :

q_w : débit hydraulique ($m^3.s^{-1}$) ;

A : section du tube (m^2) ;

η : viscosité dynamique du fluide ($kg.m^{-1}.s^{-1}$) ;

r : rayon du tube ou du pore (m).

Pour généraliser cette approche à l'étude des sols, Khilar et al (1985) ont modélisé les sols par un réseau de tubes capillaires parallèles de rayon constant. La perméabilité intrinsèque du système de tubes peut s'exprimer par :

$$K = n \frac{r^2}{8} \quad (11)$$

Avec :

n : porosité de l'échantillon ;

r : rayon hydraulique moyen (m).

En substituant r par K dans l'expression de la contrainte de cisaillement, celle-ci peut s'exprimer par (Reddi et al, 2000) :

$$\left(\frac{\Delta P}{\Delta L} \right) = \frac{\tau}{1,414} \left(\frac{n}{K} \right)^{1/2} \quad (12)$$

Par ailleurs, la perméabilité intrinsèque K peut être déterminée grâce à la mesure de la perméabilité hydraulique k :

$$K = k \frac{\eta}{\gamma_w} \quad (13)$$

Avec :

- k : perméabilité hydraulique (m.s^{-1}) ;
 K : perméabilité intrinsèque (m^2) ;
 η : viscosité dynamique de l'eau ($\text{kg.m}^{-1}.\text{s}^{-1}$) ;
 γ_w : poids volumique de l'eau (kN.m^{-3}).

Afin de caractériser l'érosion interne sur la surface de tous les pores de l'échantillon, Reddi et al (2000) expriment le taux d'érosion interne :

$$\vartheta = \alpha.M. \sum_{i=1}^n S_i \cdot (\tau_i - \tau_{cr}) \quad (14)$$

Avec :

- ϑ : taux d'érosion (mg/s) ;
 α : taux d'érosion par unité de surface et par unité de contrainte de cisaillement (mg/N.s) ;
 M : masse de l'échantillon (mg) ;
 S_i : surface par unité de masse pour le pore i ($\text{m}^2.\text{mg}^{-1}$) ;
 τ_i : contrainte de cisaillement pour le pore i (Pa) ;
 τ_{cr} : contrainte critique de cisaillement (Pa).

Cette sommation est réalisée pour tous les pores dont la taille excède r_n qui correspond au seuil critique de la contrainte de cisaillement :

$$r_n = 2 \frac{\tau_{cr}}{\left(\frac{\Delta P}{L} \right)} \quad (15)$$

Suivant une approche similaire, Khilar et al (1985) ont exprimé le gradient de pression critique d'érosion en fonction du seuil de contrainte de cisaillement hydraulique, de la perméabilité intrinsèque initiale et de la porosité initiale.

$$\left(\frac{\Delta P}{\Delta L} \right)_{cr} = \frac{\tau_{cr}}{2,828} \left(\frac{n_0}{K_0} \right)^{1/2} \quad (16)$$

Cette approche est intéressante car elle fait intervenir un paramètre τ_{cr} qui prend en considération l'effet hydraulique par rapport au sol et l'effet de la cohésion si elle existe. Pour

déterminer τ_{cr} nous pouvons nous baser, soit sur des modèles empiriques, soit sur deux types d'essais expérimentaux, mais leur validité reste à vérifier.

I.4.2.1. Modèles empiriques pour déterminer la contrainte critique de cisaillement hydraulique :

Lane (cité par Tarog, 2000) exprime empiriquement la contrainte critique de cisaillement hydraulique par :

$$\tau_{cr} = 0,08.d_{75} \quad (17)$$

Dans cette équation non homogène, τ_{cr} est exprimée en kg/m^2 et d_{75} en mm.

Une autre estimation de la contrainte critique de cisaillement hydraulique est proposée par Léliavsky (cité par Tarog, 2000) :

$$\tau_{cr} = 0,166.d_{50} \quad (18)$$

Ramette et Heuzel (cité par Tarog, 2000) proposent une autre formule adaptée aux mélanges de sables ayant une granulométrie très étalée :

$$\tau_{cr} = 0,02.(\gamma - \gamma_w) \cdot d_{90} \quad (19)$$

Dans cette équation non homogène, τ_{cr} est exprimée en kg/m^2 , γ en g/cm^3 et d_{90} en mm.

Selon Shields (cité par Tarog, 2000) la contrainte τ_{cr} peut être déterminée à l'aide du nombre de Reynolds et de la courbe représentée par la figure 11 :

$$\text{Re} = v \cdot \frac{d}{\nu} \quad (20)$$

Avec :

Re : nombre de Reynolds (.) ;

v : vitesse du fluide (m.s^{-1}) ;

d : diamètre moyen des grains (m) ;

ν : viscosité cinématique du fluide ($\text{m}^2.\text{s}^{-1}$).

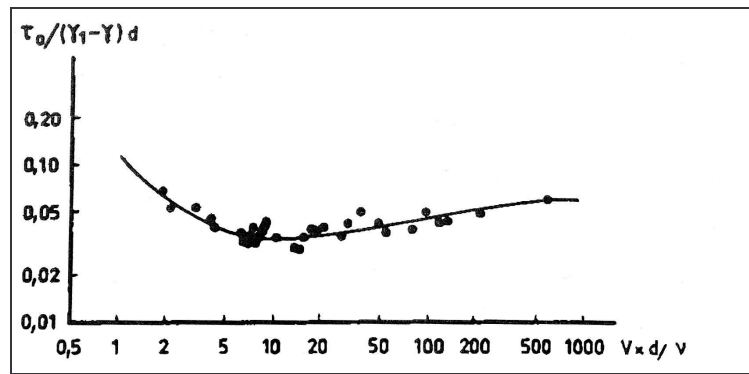


Figure 11 : Evolution en fonction du nombre de Reynolds (Tarog, 2000)

Les formules de 17 à 19 ne sont applicables que pour des sols pulvérulents et ne donnent qu'un ordre de grandeur de la contrainte τ_{cr} car il n'est pas possible de caractériser correctement un sol par un seul diamètre.

I.4.2.2. Méthodes expérimentales pour la détermination de la contrainte critique de cisaillement hydraulique :

Sherard et Dunnigan (cités par Tarog, 2000) ont réalisé des essais sur des sols cohérents non remaniés à l'aide d'un appareil appelé Pinhole Test (figure 12) et initialement développé pour identifier les argiles dispersives selon la norme ASTM (4647-87). L'échantillon est perforé de part en part à l'aide d'une aiguille, puis sollicité par écoulement. La turbidité du fluide récolté et le débit sortant sont analysés durant le test. L'expression de la contrainte en fonction du gradient (équation 15) permet de calculer le seuil de contrainte.

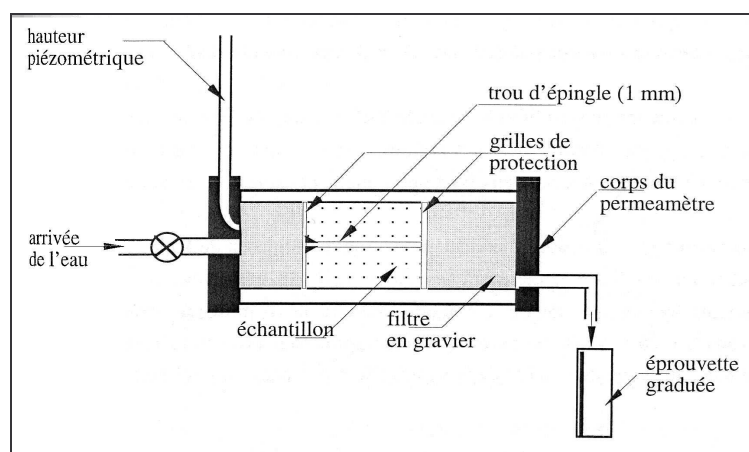


Figure 12 : Schéma de principe du Pinhole Test (Tarog, 2000)

Arulanandan et Perry (cités par Tarog, 2000) ont réalisé des essais sur des sols cohérents à l'aide d'un appareil appelé Rotating Cylinder Test (figure 13). Cet appareil contient un échantillon de forme cylindrique qui est entouré d'un cylindre creux en mouvement à une vitesse angulaire constante. Un fluide est placé entre l'échantillon et le cylindre pour transmettre les sollicitations tangentielles dues à la rotation du cylindre extérieur. La contrainte de cisaillement hydraulique obtenue s'exprime par :

$$\tau = 2.\eta \cdot \omega \frac{r_2^2}{r_2^2 - r_1^2} \quad (21)$$

Avec :

- τ : contrainte de cisaillement hydraulique (Pa) ;
- η : viscosité dynamique du fluide ($\text{kg.m}^{-1}.\text{s}^{-1}$) ;
- ω : vitesse angulaire du cylindre extérieur ;
- r_2 et r_1 : respectivement le rayon du cylindre extérieur et de l'échantillon (m).

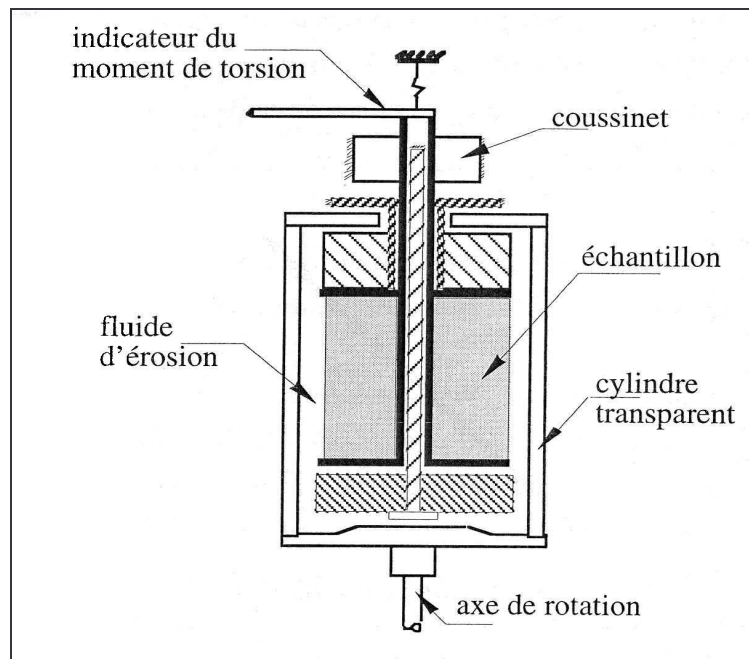


Figure 13 : Schéma du Rotating Cylinder Test (Tarog, 2000)

Les mesures ainsi réalisées ont conduit Arulanandan et Perry (1983) en une première phase à montrer l'influence de la contrainte critique de cisaillement hydraulique τ_{cr} sur le taux d'érosion (figure 14) et à classer les sols cohérents en fonction de cette contrainte :

- $\tau_{cr} < 0,4 \text{ Pa}$: Sol peu résistant à l'érosion ;
- $0,4 < \tau_{cr} < 0,9 \text{ Pa}$: sol moyennement résistant à l'érosion ;
- $\tau_{cr} > 0,9 \text{ Pa}$: sol résistant à l'érosion.

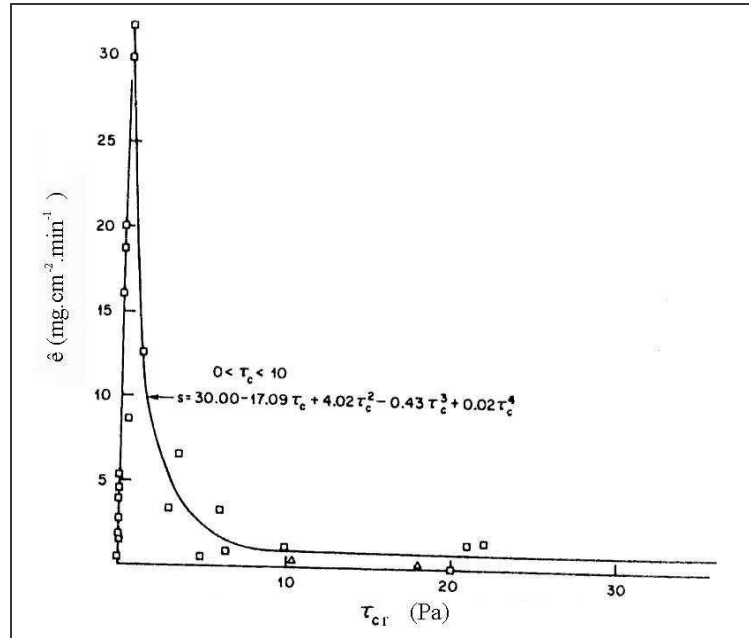


Figure 14 : Taux de variation du taux d'érosion en fonction de τ_{cr} (Arulanandan et Perry, 1983)

En seconde phase, ces essais ont permis d'exprimer le taux d'érosion suivant l'expression générale :

$$\hat{e} = s \cdot (\tau - \tau_{cr}) \quad (22)$$

Avec:

- \hat{e} : taux d'érosion par unité de surface ($\text{g} \cdot \text{cm}^{-2} \cdot \text{min}^{-1}$) ;
- s : taux de variation du taux d'érosion ($\text{g} \cdot \text{Pa}^{-1} \cdot \text{cm}^{-2} \cdot \text{min}^{-1}$) ;
- τ : contrainte de cisaillement exercée par le fluide sur les particules (Pa) ;
- τ_{cr} : seuil de contrainte de cisaillement hydraulique (Pa).

Les paramètres s et τ_{cr} dépendent de la minéralogie de l'argile et de la nature du fluide interstitiel. Nous pouvons notamment indiquer que Reddi et Bonala (1997) ont observé l'augmentation linéaire du seuil de contrainte de cisaillement avec l'accroissement de la cohésion du matériau (figure 15).

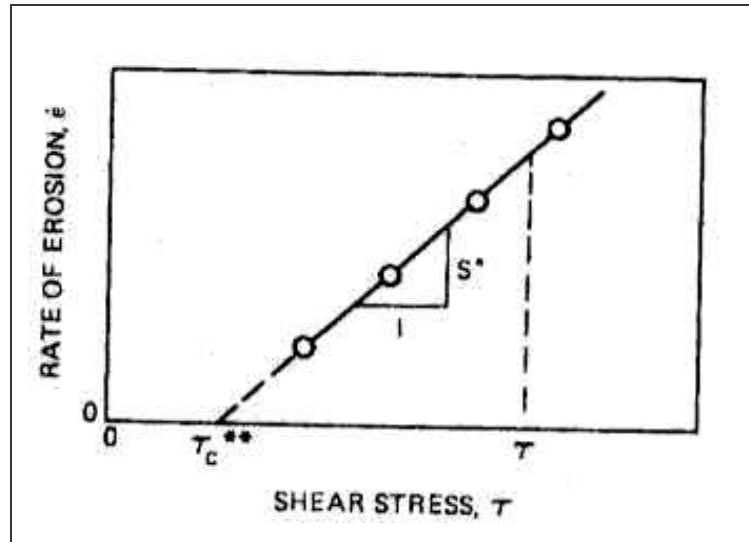


Figure 15 : Taux d'érosion en fonction de la contrainte de cisaillement hydraulique (Arulanandan et Perry, 1983)

Par ailleurs, Arulanandan et Perry (1983) et Reddi et al (2000) ont réalisé des essais avec des fluides de différents teneurs en chlorure de sodium. Ils ont ainsi noté que l'augmentation de concentration en NaCl permet d'augmenter le seuil de contrainte de cisaillement et de diminuer le taux d'érosion. Plus précisément, l'analyse chimique de l'eau interstitielle permet de déterminer son taux d'absorption de sodium SAR qui s'exprime par :

$$SAR = \left(\frac{Na^+}{\sqrt{\frac{Ca^{2+} + Mg^{2+}}{2}}} \right) \quad (23)$$

Ce rapport représente la proportion relative de sodium par rapport au calcium et au magnésium qui tendent à s'opposer à l'effet dispersif du sodium. Si le taux d'absorption de sodium est élevé, les forces d'interaction physico-chimique diminuent, ce qui provoque une défloculation de l'argile et une diminution de la contrainte critique de cisaillement.

Les limites des modèles hydrauliques présentés doivent être précisées. Tout d'abord, la valeur du seuil de contrainte de cisaillement est obtenue par des modèles ou par des essais d'érosion surfacique. Reddi et al (2000) soulignent que la surface des échantillons testés est de l'ordre de $5,5 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$, alors que les essais de porosité au mercure (utilisable sur une structure rigide) révèlent une surface potentiellement érodable en interne de $7\,065 \text{ m}^2$. Cette divergence excessivement importante (peut-être due à la méthode de mesure) pourrait

expliquer la grande divergence entre les estimations basées sur des paramètres d'érosion surfacique et les mesures réalisées.

Pour les sols faiblement consolidés, il apparaît très difficile d'estimer l'ordre de grandeur de la surface des pores et par conséquent de quantifier l'action de l'érosion sur le réseau poreux. Par ailleurs, les estimations basées sur les paramètres d'érosion surfacique ne prennent pas en compte les processus de transport et de dépôt qui peuvent induire un colmatage des pores.

Les modélisations hydrauliques présentées ne tiennent compte ni de la présence éventuelle d'un filtre, ni des contraintes normales ou de confinement qui conditionnent le frottement intergranulaire de certains sols et donc la résistance à l'érosion.

Pour évaluer l'influence d'une contrainte de confinement, Papamichos et al (2001) ont réalisé une étude paramétrique sur des échantillons de sable contenant une conduite axiale perforée (figure 16). Les paramètres utilisés sont le débit d'injection radiale, pour des valeurs comprises entre 0,5 à 3 l/min, et la contrainte axiale exercée sur l'échantillon dont les valeurs sont très élevées (de 7,5 à 13 MPa).

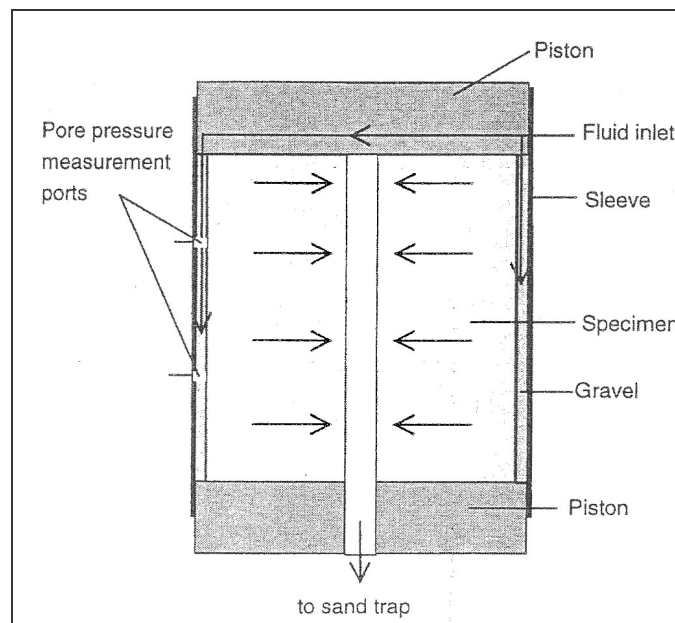


Figure 16 : Schéma du montage expérimental (Papamichos et al, 2001)

Ces essais montrent que l'augmentation de la contrainte axiale ou du débit d'injection engendre une augmentation du débit massique de sable arraché, appelé débit massique de production (figure 17 et figure 18).

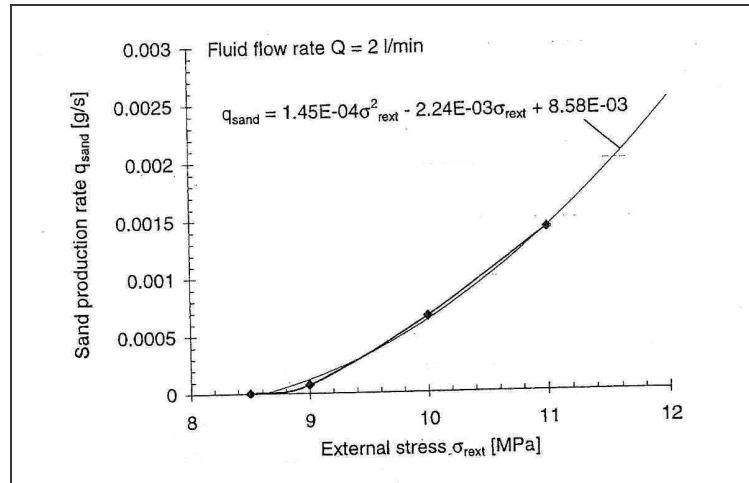


Figure 17 : Evolution du débit massique en fonction de la contrainte axiale (Papamichos et al, 2001)

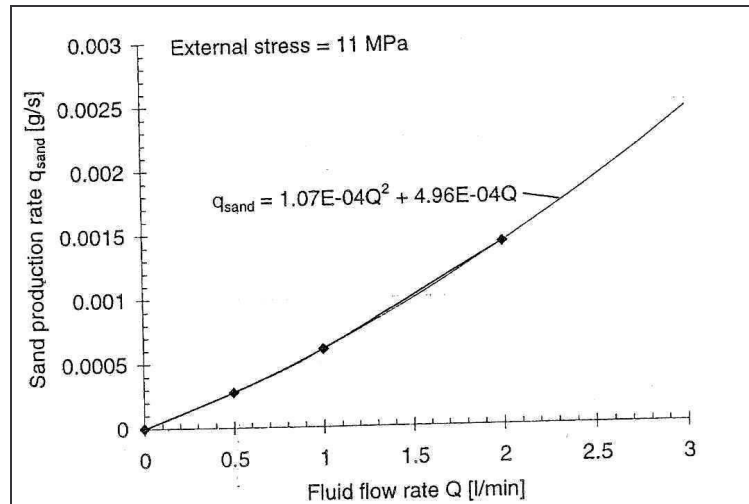


Figure 18 : Evolution du débit massique en fonction du débit d'injection hydraulique (Papamichos et al, 2001)

Les auteurs expriment ce débit de production en fonction du débit d'injection d'eau et de la contrainte axiale appliquée, sous la forme de polynômes du second degré.

$$q_s = 1,45 \cdot 10^{-4} \cdot \sigma^2 - 2,24 \cdot 10^{-3} \cdot \sigma + 8,58 \cdot 10^{-3} \quad (24)$$

$$q_s = 1,07 \cdot 10^{-4} \cdot q_w^2 + 4,96 \cdot 10^{-4} \cdot q_w \quad (25)$$

Avec :

q_s : débit massique de sable arraché (g.s^{-1}) ;

σ : contrainte axiale (MPa) ;

q_w : débit d'injection d'eau (l.min^{-1}).

La figure 19 présente deux photos, prises par rayon X, de l'état final d'un échantillon après érosion. On remarque que l'érosion s'est développée radialement et de manière plus marquée dans la partie aval de l'échantillon.

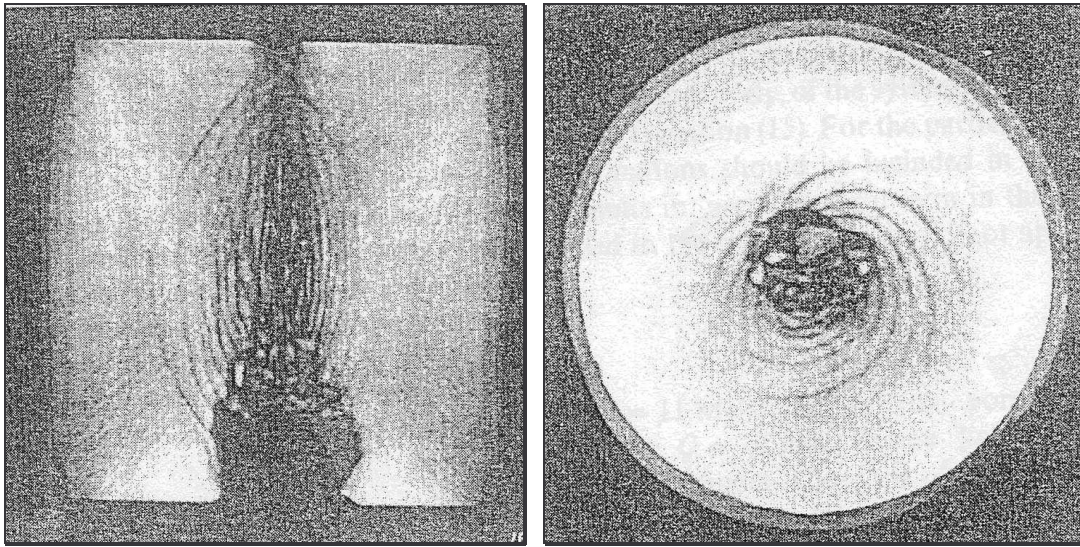


Figure 19 : Phénomène d'érosion (Papamichos et al, 2001)

Pour modéliser ces phénomènes, Papamichos et al (2001) expriment le débit massique d'érosion par :

$$q_s = \rho_s \cdot \lambda_p \cdot (1 - n) \cdot q_w \quad (26)$$

Avec :

q_s : débit massique d'érosion par unité de volume ($\text{kg.m}^{-3} \text{s}^{-1}$) ;

ρ_s : masse volumique des grains (kg.m^{-3}) ;

λ_p : paramètre empirique de Papamichos (m^{-1}) ;

n : porosité (.) ;

q_w : débit du fluide par unité de surface (m.s^{-1}).

Ce modèle suppose l'absence de valeur seuil de débit d'écoulement pour initier l'érosion interne. Le paramètre empirique λ_p dépend de la contrainte axiale ou du confinement et de l'angularité des grains qui influent sur le comportement mécanique du matériau étudié.

I.4.3. Modélisation statistique

Une analyse statistique des ruptures et des accidents dans les barrages en terre a été menée par Foster et al (2000) qui prennent en considération plusieurs paramètres :

- Type et zonage du barrage ;
- Matériaux utilisés ;
- Compactage du noyau ;
- Géologie du sol de fondation ;
- Fréquence des surveillances et des mesures de contrôles ;
- Age du barrage.

Cette analyse a permis d'une part, d'estimer les taux d'accidents liés aux phénomènes de glissement, de déversement et de renard, d'autre part de proposer une méthode probabiliste pour élaborer des campagnes de contrôles détaillés et d'estimer leur fréquence en fonction de l'importance des risques d'érosion interne.

L'expression de la probabilité de rupture par renard est basée sur des coefficients empiriques dépendant des ouvrages :

$$P_p = W_e \cdot P_e + W_f \cdot P_f + W_{ef} \cdot P_{ef} \quad (27)$$

Avec :

P_e , P_f et P_{ef} : fréquences historiques moyennes des défauts en fonction du zonage du barrage et par type de construction ;

W_e , W_f , W_{ef} : facteurs poids.

I.4.4. Conclusion

L'écoulement d'un fluide au cœur d'un sol peut s'accompagner de la migration d'une partie des particules constitutives de ce matériau poreux. La perméabilité et le comportement mécanique de ce sol peuvent alors évoluer significativement. Les expérimentations déjà réalisées mettent en évidence la pluralité des phénomènes responsables de cette migration et

leur caractère évolutif. Les paramètres qui influent sur la migration sont nombreux et leur quantification impose des précautions expérimentales. Face à cette complexité expérimentale, les appareillages disponibles actuellement ont montré certaines limites.

Les modélisations et les critères existants sont insuffisants pour prédire ou pour permettre d'éviter l'apparition du phénomène d'érosion interne car l'effet de couplage hydraulique-géotechnique est peu traité. Ces modèles et critères se limitent à prendre 1 ou 2 paramètres à la fois pour modéliser ou prédire l'érosion interne. Mais l'érosion interne est la résultante d'une combinaison de plusieurs paramètres qui sont généralement couplés entre eux. Les paramètres recensés de l'érosion interne sont :

- Nature du matériau (pulvérulent ou cohérent) ;
- Allure de la courbe granulométrique (étalée ou non) ;
- Confinement (contrainte inter granulaire) ;
- Etat de densité du matériau ;
- Angularité des grains ;
- Pourcentage de particules fines dans le matériau ;
- Ouverture des pores du filtre et épaisseur du filtre ;
- Interactions fluide matériaux (physico-chimique, thermique et chimique) ;
- Degré de saturation du matériau ;
- Gradient hydraulique ou vitesse de percolation ;
- Incrément du gradient hydraulique.

Il convient donc de proposer un système expérimental original pour compléter et approfondir la connaissance de l'érosion interne des sols en particulier en milieu argilo-sableux.

A partir de notre étude bibliographique, nous pouvons identifier les consignes expérimentales prépondérantes. La cellule d'essai doit avoir préférentiellement une paroi souple pour s'affranchir des écoulements parasites et pour maintenir une pression de confinement constante avant et pendant les essais. Il convient de réguler la température du fluide injecté afin de ne pas perturber les mesures par modification de sa viscosité. De même l'étude bibliographique a souligné l'importance de la nature du fluide interstitiel et de la minéralogie des matériaux testés. Il convient donc de contrôler ces deux paramètres.

La reconstitution des matériaux semble être la méthode qui favorise la répétitivité des essais et la généralisation des résultats. Les billes de verre ne modélisent pas parfaitement les matériaux granulaires et ne peuvent pas représenter les matériaux cohésifs. Toutefois leur

facilité d'emploi laisse entrevoir la possibilité de réaliser des essais de compréhension phénoménologique. L'emploi de particules argileuses nécessite un système adapté de collecte de l'effluent pour ne pas emprisonner les particules érodées. L'étude bibliographique a souligné l'importance de la préparation des échantillons qui doivent être préalablement homogénéisés par malaxage mécanique puis consolidés.

Pour éviter la boullance et ainsi identifier plus sûrement les mécanismes de l'érosion, les échantillons doivent être soumis à un écoulement descendant. Le gradient hydraulique peut être maintenu constant avec un contrôle de sa vitesse d'application.

La taille de l'ouverture des pores du filtre et l'épaisseur de celui-ci sont manifestement déterminantes pour la variabilité des phénomènes. Cela nécessite donc la possibilité de tester différentes ouvertures et épaisseurs de filtre.

La durée des essais pouvant être importante et la rupture brutale, il est donc souhaitable d'automatiser l'acquisition des essais.

II. Elaboration de la phase expérimentale et proposition d'un banc d'essais

II.1. Contexte et démarche

L'étude bibliographique a permis d'identifier un nombre important de paramètres de l'érosion interne. La complexité des phénomènes liés à l'initiation et au développement de l'érosion interne suppose la nécessité de précautions expérimentales et de création d'un système expérimental adapté à cette étude en respectant un cahier des charges prédéfini.

Afin d'identifier les paramètres les plus significatifs et de définir un cahier des charges pour ce banc expérimental, nous réalisons une pré-étude de l'érosion interne qui comprend 3 étapes :

- Etude phénoménologique préliminaire ;
- Etude avec plans d'expériences ;
- Développement d'un prototype et d'un protocole expérimentaux adaptés à notre problématique.

II.2. Etude préliminaire

Cette étude préliminaire a pour but d'améliorer la compréhension de l'initiation et du développement de phénomènes d'érosion interne, d'identifier les difficultés liées à la réalisation des échantillons représentatifs et de vérifier l'applicabilité de quelques critères d'érosion cités en bibliographie.

II.2.1.Principe

Cette étude consiste à solliciter hydrauliquement des échantillons reconstitués dans une cellule rigide translucide (figure 20) comportant des particules de diamètre important afin de visualiser la mécanique de l'érosion interne. L'écoulement hydraulique est descendant avec un gradient hydraulique initial de 3 m/m. Tous ces échantillons ont une hauteur initiale fixe de 20 cm avec un poids volumique de l'ordre de 20 kN/m³.

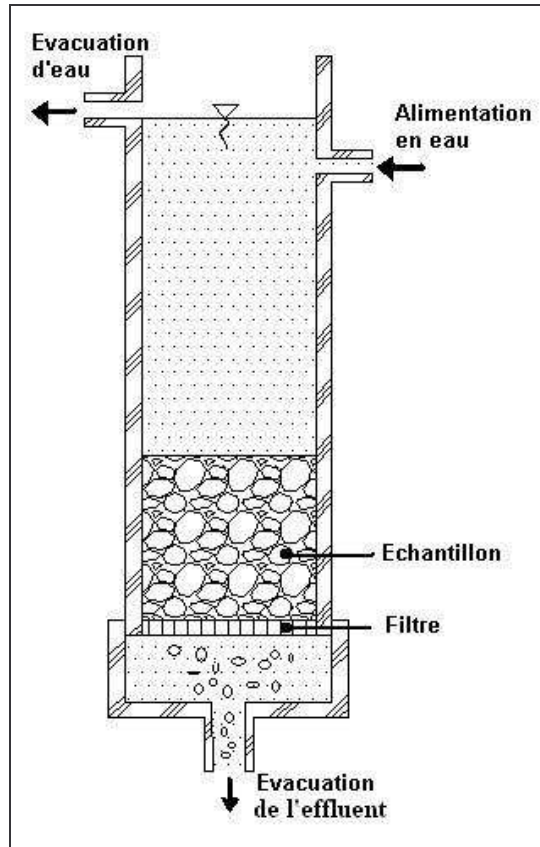


Figure 20 : Schéma du montage expérimental préliminaire

Dans le but de vérifier les critères granulométriques et de filtre, nous avons réalisé des essais avec deux filtres d'ouvertures différentes et en utilisant des mélanges de matériaux (gravier, sable et argile) de granulométries assez variées.

Matériaux utilisés :

- Gravier concassé de classe granulométrique : 8-20 mm ;
- Sable de Loire de diamètre minimum : 0,08 mm ;
- Argile : bentonite.

Le programme des principaux essais est donné dans le tableau 4:

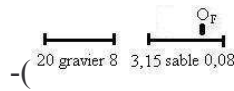
Type d'essais	% sable	d_{\max} sable	O_F	N° essai
Sable	100	3,15	5	3
	//	6,30	1,4	4
	//	2,00	5	5
Gravier/sable	75	6,3	5	1
	67	3,15	//	2
	33	//	1,4	7
Sable/argile	90	2,00	5	6

Tableau 4 : Essais préliminaires réalisés

II.2.2.Observations

II.2.2.1. Echantillons constitués de sable et de gravier

Suivant l'objectif de tester l'influence du filtre, nous réalisons trois essais avec deux ouvertures de pores du filtre différentes et deux granulométries de sable. Nous introduisons la description de chaque essai par un petit schéma synthétique pour faciliter la compréhension physique de l'essai.



-($\overbrace{20 \text{ gravier}}^{\text{20}}$ $\overbrace{3,15 \text{ sable}}^{\text{3,15}}$ $\overbrace{0,08}^{\text{0,08}}$) (Essai n°7) Nous observons une migration des grains de sable dans le sens de l'écoulement sur l'ensemble de l'échantillon, jusqu'à ce que les particules soient bloquées par le filtre (figure 21). Cette migration diffuse des petites particules, qui ne porte pas préjudice à la stabilité mécanique de l'échantillon, peut être qualifiée de suffusion.

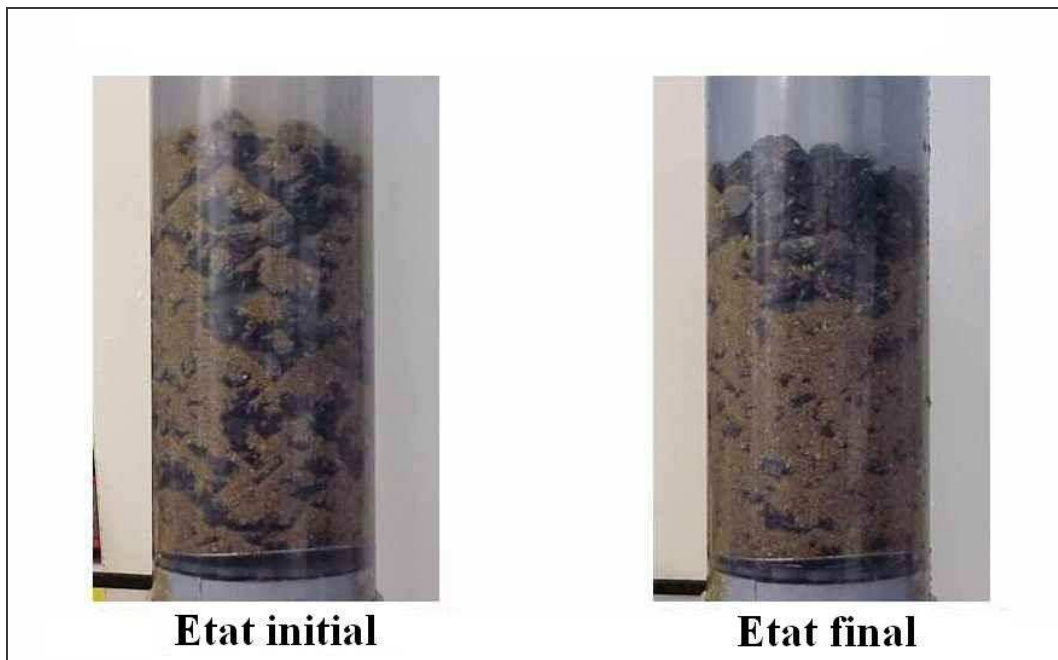


Figure 21 : Suffusion dans un mélange sable - gravier

-($\overbrace{20 \text{ gravier } 8}^{\text{O}_F}$, $\overbrace{6,3 \text{ sable } 0,08}$) (Essai n°1) Nous observons le départ d'une petite quantité de sable tout au début de l'essai puis une formation d'une zone d'auto-filtration en aval de l'échantillon (figure 22).

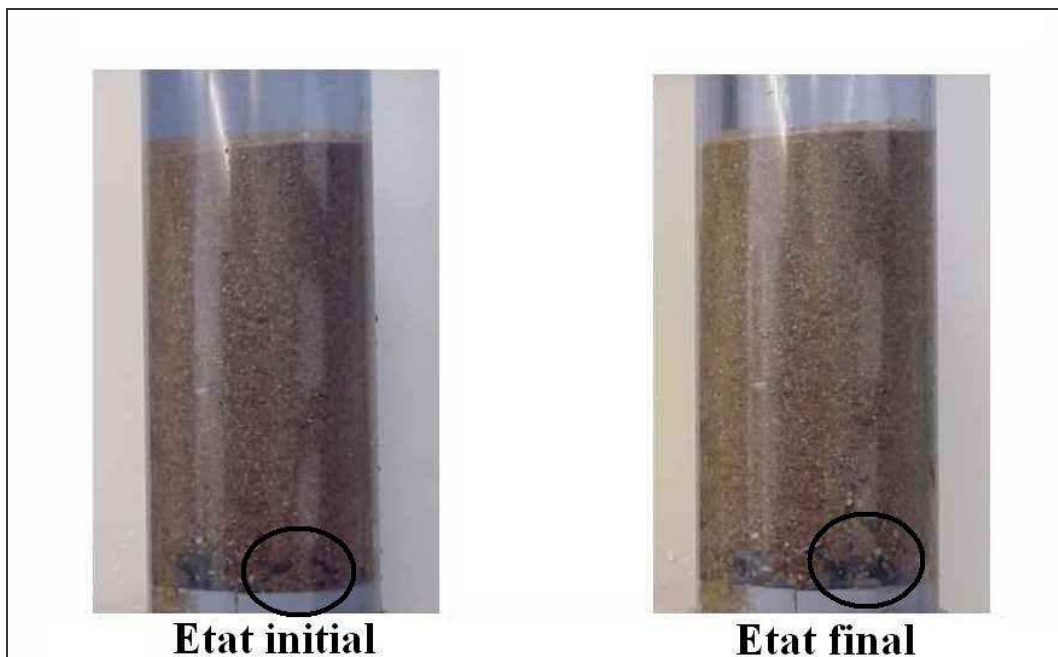
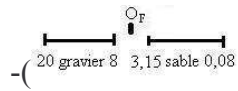


Figure 22 : Auto-filtration dans un mélange sable - gravier



-(20 gravier 8 3,15 sable 0,08) (Essai n°2) Nous observons (figure 23) un phénomène de renard qui se traduit par un départ massif de sable dont le diamètre est plus petit que celui de l'ouverture du filtre. Cette migration s'accompagne d'un tassement de l'échantillon et par conséquent d'une augmentation du gradient hydraulique.

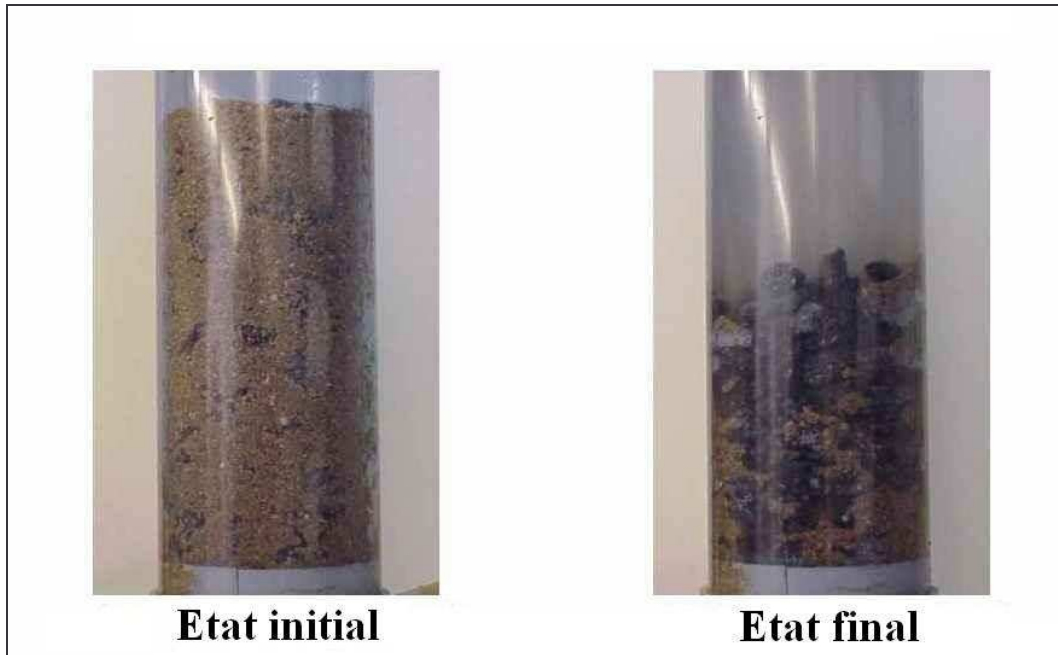
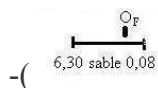


Figure 23 : Renard dans un mélange sable - gravier

La confrontation de ces trois essais indique qu'au fur et à mesure de l'accroissement de l'ouverture des pores du filtre par rapport à la granulométrie du sol, nous pouvons observer tout d'abord la suffusion, puis l'auto filtration et enfin le renard.

II.2.2.2. Echantillons constitués de sable



-(6,30 sable 0,08) (Essai n°4) Dans le but de vérifier si les phénomènes observés précédemment dépendent de la classe granulométrique, nous reproduisons sur une autre classe granulométrique l'allure de la courbe granulométrique de l'échantillon du 1^{er} essai. Nous observons le même phénomène d'auto filtration, qui ne semble donc pas dépendre de la classe granulométrique.

Afin d'étudier l'influence de l'écart entre le diamètre du plus gros grain et l'ouverture des pores du filtre sur l'amplitude des phénomènes observés, nous testons avec une même ouverture deux sables de granulométrie différente.

-($\frac{Q_F}{3,15 \text{ sable } 0,08}$) (Essai n°3) Sur la figure 24, nous pouvons observer une auto filtration sur la plupart des pores du filtre sauf pour l'un d'eux où il y a un départ massif de sable par érosion régressive. Cette érosion induit l'effondrement de la partie du sol située au-dessus du pore considéré et ce processus se poursuit jusqu'à la formation d'un renard.

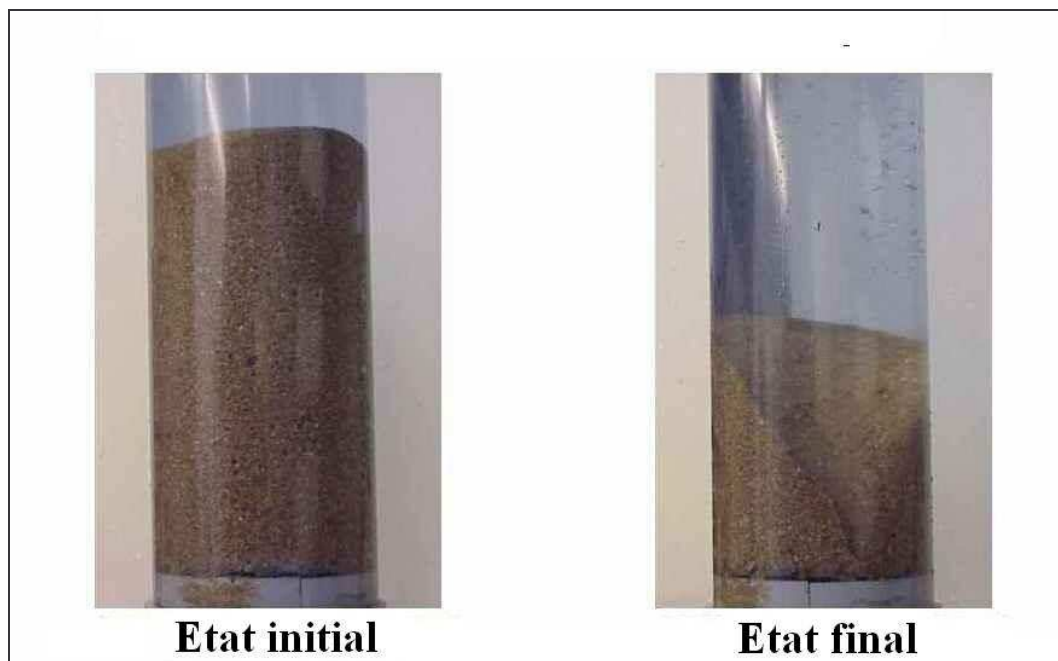


Figure 24 : Renard dans du sable

-($\frac{Q_F}{2,00 \text{ sable } 0,08}$) (Essai n°5) Nous modifions le 3^{ème} essai par une réduction du diamètre de la taille des grains de sable. Nous observons un départ massif des grains de sable par érosion régressive sur tous les pores du filtre. Ce processus de renard, généralisé à l'ensemble de l'échantillon, se poursuit jusqu'à la perte totale des grains (figure 25).

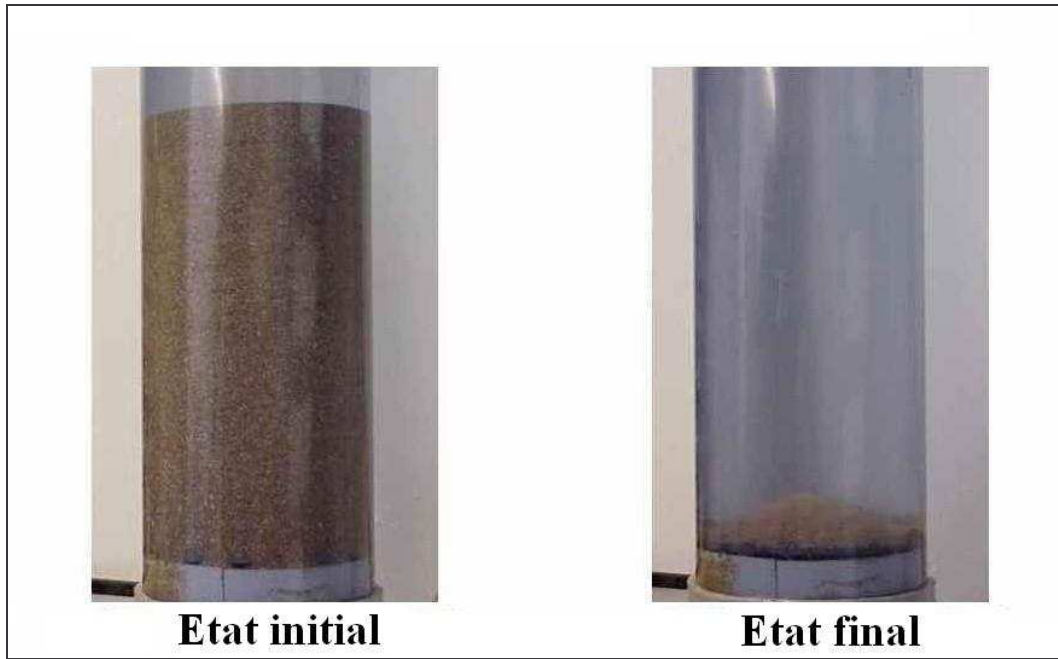


Figure 25 : Renard dans du sable

La confrontation de ces deux essais permet de souligner l'amplification du phénomène de renard par l'accroissement de l'écart entre l'ouverture des pores du filtre et le d_{\max} du sol.

II.2.2.3. Echantillon constitué de sable et d'argile

ϕ_f $\xrightarrow{2,00 \text{ sable } 0,08}$ $\xrightarrow{0,08 \text{ argile } 0,001}$ (Essai n°6) Afin de tester l'influence de la cohésion, nous modifions le 5^{ème} essai en rajoutant de la bentonite. Nous observons sur la figure 26 une migration des particules argileuses qui provoque une fragilisation de la structure. Ceci engendre une érosion régressive localisée du sable à l'origine de cavités qui s'effondrent ensuite. Ce processus se poursuit jusqu'à la formation d'un renard. La confrontation des observations réalisées au cours de cet essai avec celles de l'essai n°5 tend à prouver que la présence d'argile contribue à augmenter la résistance à l'érosion du matériau.

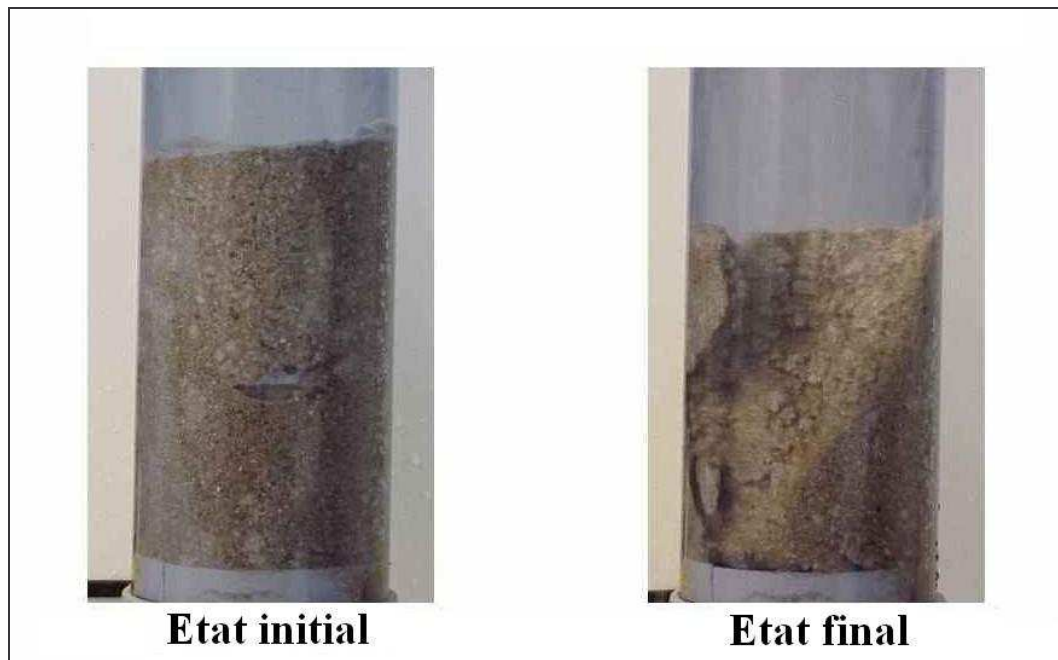


Figure 26 : Renard dans un mélange sable - argile

II.2.2.4. Confrontation des observations avec différents critères

Afin de vérifier l'applicabilité des critères de Kenney, Lafleur, Giroud, Foster, Sherard, Lane et Léliavsky, nous confrontons leurs résultats avec chaque essai. L'utilisation des critères de Sherard et de Foster nécessite la valeur du d_{15} du filtre qui est déterminée à l'aide de la relation $d_{15f}=5.O_F$ (cf. chapitre I). Pour évaluer le seuil de contrainte de cisaillement hydraulique τ_{cr} , nous utilisons les critères de Lane et de Léliavsky, que nous complétons par un classement des sols suivant le critère de Arulanandan et Perry.

Le tableau 5 présente les valeurs nécessaires pour les critères et qui sont déterminées ou calculées à partir des différentes courbes granulométriques des échantillons.

N° essais	d ₁₀ (mm)	d ₁₅ (mm)	d ₅₀ (mm)	d ₃₀ (mm)	d ₆₀ (mm)	d ₇₅ (mm)	d ₈₅ (mm)	d _{10'} (mm)	d _{60'} (mm)	C _u	C _{u'}	d _{15f} =5.O _F (mm)
1	0,2	0,29	1,2	4	4	8	12	0,2	2,5	20	12,5	25
2	0,18	0,27	1	1,8	1,8	11	14	0,18	2,4	10	13,3	25
3	0,16	0,19	0,5	0,58	0,58	1	1,3	0,13	0,8	3,6	6,2	25
4	0,12	0,13	0,3	0,4	0,4	0,9	1,6	0,09	0,45	3,3	5,0	7
5	0,16	0,19	0,5	0,56	0,56	0,61	1,2	0,17	0,6	3,5	3,5	25
6	0,05	0,13	0,46	0,54	0,54	0,6	1,1	/	/	10,8	/	25
7	0,34	0,5	10	11	11	14	16	0,5	10	32,4	20	7

Tableau 5 : Principales caractéristiques des échantillons préliminaires

Dans le but d'obtenir un bilan synthétique de la confrontation des critères avec les observations, nous dressons le tableau 6 indiquant les résultats des observations et les résultats des critères pour chaque essai. Le détail des calculs réalisés pour les différents critères figure en annexe 2 de ce rapport.

Matériaux		Sable-gravier			Sable			Sable-argile
N° essai		7	2	1	4	3	5	6
Phénomène observé		suffusion	renard	auto filt.	auto filt.	renard	renard	renard
Critères	Lafleur	suffusion	renard	auto filt.	suf. ou auto filt.	renard	renard	?
	Kenney	instable	stable	stable	stable	stable	stable	instable
	Giroud	pas d'érosion	pas d'érosion	pas d'érosion	érosion	érosion	érosion	?
	Foster	pas d'érosion	pas d'érosion	pas d'érosion	pas d'érosion	érosion	érosion	érosion
	Sherard	pas d'érosion	pas d'érosion	pas d'érosion	pas d'érosion	érosion	érosion	érosion
	Lane	très résistant	moy ^{nt} résistant	moy ^{nt} résistant	peu résistant	peu résistant	peu résistant	peu résistant
	Léliasky	très résistant	peu résistant	peu résistant	peu résistant	peu résistant	peu résistant	peu résistant

Tableau 6 : Confrontation observations - critères

Seul le critère proposé par Lafleur permet d'identifier la nature du phénomène, les autres critères permettent uniquement de prédire la présence d'une érosion ou non.

Par ailleurs, ce critère est le seul susceptible de permettre la prévision de la suffusion qui ne concerne qu'une faible proportion des particules et qui peut donc être négligée par certains auteurs. L'applicabilité de ce critère est toutefois limitée aux sols pulvérulents.

Le 2^{ème} essai souligne les limites des critères granulométriques qui reposent sur la paramétrisation de la granulométrie par le seul passant d_{85} et qui ne peuvent pas ainsi tenir compte des irrégularités granulométriques. Le critère de Giroud, supposant une courbe granulométrie linéaire, ne peut être appliqué aux distributions granulométriques complexes.

Bien que le critère de Kenney ait été initialement élaboré pour des échantillons sans filtre, nous constatons son applicabilité à des échantillons comportant un filtre d'ouverture de pore inférieure à $1,6 d_{\max}$.

II.2.3. Bilan des essais préliminaires

Ces essais préliminaires nous ont permis d'une part, de réaliser l'étape indispensable d'observation des principaux mécanismes de l'érosion interne en fonction des paramètres étudiés et d'autre part, de tester l'applicabilité des principaux critères d'érosion interne.

En l'absence de confinement, le critère de Lafleur apparaît le mieux adapté à la prévision des phénomènes d'érosion interne dans les sols pulvérulents. La vérification de l'applicabilité des différents critères pour les sols cohésifs suppose un nombre d'essais plus important.

D'une manière générale, ces essais préliminaires sont critiquables pour plusieurs raisons :

- La porosité de l'interface entre la paroi de la cellule et l'échantillon, est beaucoup plus grande que celle de l'échantillon, ce qui engendre une plus grande vitesse d'écoulement hydraulique le long des parois (effet de bord) ;
- Le confinement et la porosité des échantillons ne sont pas contrôlés ;
- Le nombre d'essais sur les sols cohésifs est insuffisant.

II.3. Etude phénoménologique complémentaire avec plans d'expériences

II.3.1.Objectifs

L'objectif de ces essais est de confronter l'action de plusieurs paramètres afin d'identifier les paramètres prépondérants en utilisant le confinement des échantillons et en évitant les écoulements préférentiels observés précédemment. Ces essais doivent également nous permettre d'identifier précisément le cahier des charges d'un prototype et le protocole expérimental adaptés à notre étude.

II.3.2.Principe

Le principe des essais consiste à consolider puis à solliciter hydrauliquement des échantillons composés d'un mélange de sable et d'argile. Les échantillons ont 100 mm de diamètre et 50 mm de hauteur. Ces essais sont réalisés à l'aide d'une balance, d'un perméamètre à charge variable, doté d'une cellule triaxiale afin d'éviter les écoulements parasites, de contrôler les échantillons et de maintenir une pression de confinement durant les essais.

La cellule triaxiale est reliée à des burettes de plusieurs capacités, qui permettent d'appliquer différentes pressions sur l'échantillon et de mesurer les charges hydrauliques appliquées. Ce perméamètre est équipé d'un désaérateur pour l'élimination de l'air présent dans l'eau.

Dans l'utilisation classique du perméamètre, l'échantillon est placé entre deux pierres poreuses pour diffuser l'injection et pour collecter l'eau. De manière à permettre la migration de fines sans endommager l'appareil et la diffusion correcte du fluide d'injection, nous avons procédé à trois modifications du montage classique (figure 28).

- Remplacement de la pierre poreuse supérieure par une tête d'injection qui assure une bonne diffusion du fluide injecté dans les échantillons ;
- Remplacement de la pierre poreuse inférieure par une ouverture de 3 mm afin de permettre l'évacuation des particules érodées ;
- La conduite d'évacuation de l'eau n'est plus reliée au perméamètre mais est connectée à un bac de collecte d'effluent à débordement (figure 27) qui maintient une hauteur d'eau suffisante pour ne pas désaturer l'échantillon.

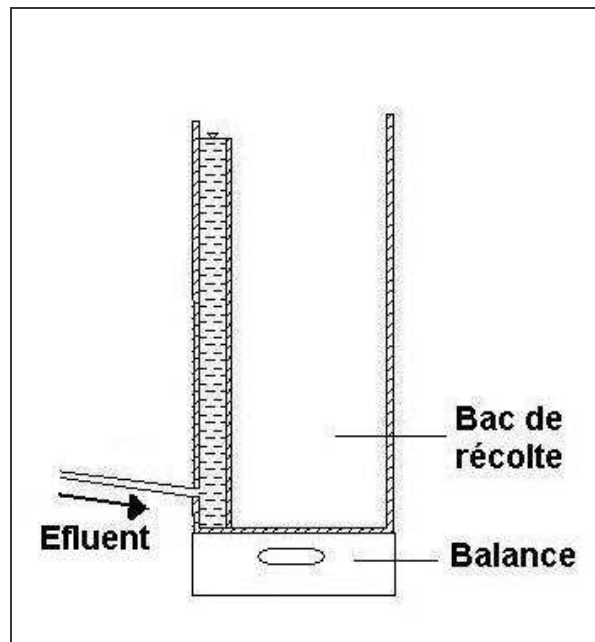


Figure 27 : Schéma du bac de collecte de l'effluent

La quantité de particules arrachées est mesurée par la différence de pesées entre masse d'eau injectée et masse de l'effluent.



Figure 28 : Perméamètre triaxial modifié

II.3.3.Descriptif des essais

Les essais ont été effectués au sein de notre Laboratoire GeM et en collaboration avec Mme. Cruz-Lima post-doctorante. Les échantillons sont composés de sable de Loire tamisé et lavé (0,08 / 1 mm) et de kaolinite. Le fluide est de l'eau déminéralisée et désaérée. La mise en forme des échantillons est réalisée par compactage dynamique afin d'avoir le poids volumique désiré. Les échantillons sont ensuite consolidés. Lors de premiers essais réalisés avec des confinements de 200 kPa, l'érosion interne a provoqué un départ massif de sable qui a engendré la rupture de la membrane (figure 29). Pour éviter ce problème nous avons ensuite fixé la pression de confinement à 50 kPa.

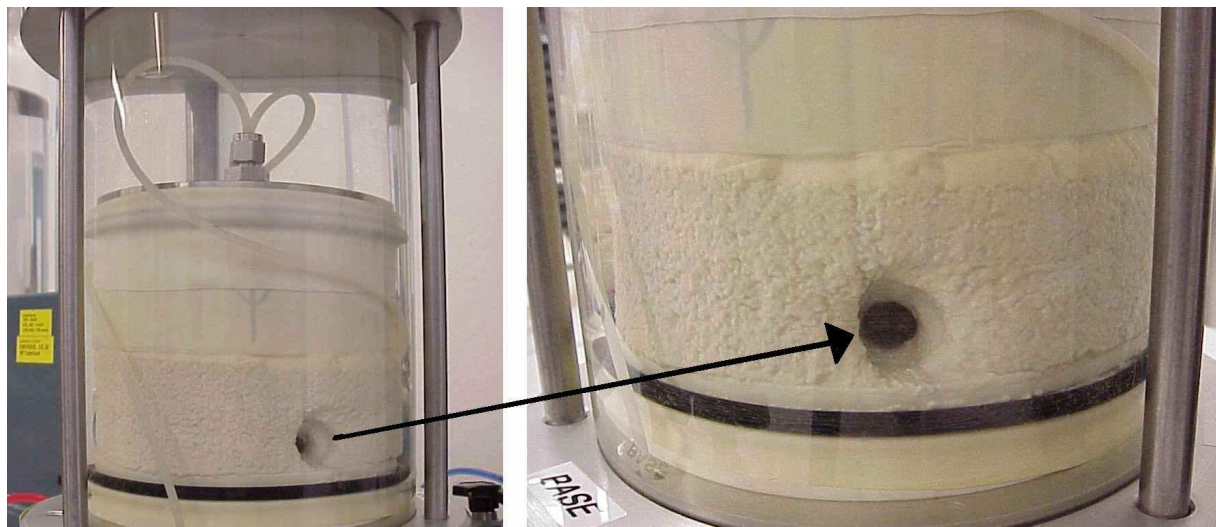


Figure 29 : Erosion par renard

Afin d'optimiser le nombre de nos essais et de quantifier l'incidence des paramètres (gradient hydraulique, % de kaolinite et poids volumique sec), nous avons utilisé les plans d'expériences en se basant sur celui de Taguchi (Schimmerling et al, 1998). Le programme des essais est donné dans le tableau 7.

n° essai	Paramètres étudiés		
	Gradient (m/m)	kaolinite (%)	γ_d (kN/m ³)
1	10	10	17,7
2	//	20	17,1
3	//	30	16,0
4	20	10	17,4
5	//	20	18,0
6	//	30	16,0
7	30	10	17,7
8	//	20	16,1
9	//	30	16,7

Tableau 7 : Essais réalisés au perméamètre triaxial

II.3.4. Résultats obtenus

Compte tenu des possibilités de l'appareillage, nous nous sommes intéressés uniquement à la suffusion (pas d'érosion de sable). Les mesures réalisées nous permettent de connaître la porosité finale des échantillons, le débit initial d'eau injecté et la masse de l'effluent. La porosité finale de chaque échantillon est déterminée par teneur en eau moyenne sur 3 prélèvements (haut, milieu et bas de l'échantillon). Les résultats sont donnés dans le tableau ci-dessous.

Essais	n_{final} (%)	q_w (cm ³ /s)	Rapport masse effluent / masse d'eau injectée
1	35,4	$8,3 \cdot 10^{-2}$	1
2	34,0	$2,4 \cdot 10^{-1}$	1
3	31,0	$5,0 \cdot 10^{-2}$	1
4	33,3	$4,0 \cdot 10^{-1}$	1,02
5	32,6	$6,1 \cdot 10^{-1}$	1,01
6	30,0	$1,2 \cdot 10^{-2}$	1
7	31,5	$8,3 \cdot 10^{-1}$	1,02
8	33,7	$5,0 \cdot 10^{-1}$	1,06
9	29,9	$2,3 \cdot 10^{-2}$	1,06

Tableau 8 : Principaux résultats

L'analyse statistique, décrite par la méthode des plans d'expériences (Schimmerling et al, 1998) de la quantité des particules arrachées en fonction des paramètres utilisés, nous permet de hiérarchiser les effets significatifs des paramètres. Ces effets sont quantifiés par le pourcentage de contribution (tableau 9, les détails de calcul sont donnés dans Cruz-Lima, 2004).

Paramètres étudiés	% de contribution
i	17,2
% de kaolinite	65,3
γ_d	17,1
Erreur	0,3

Tableau 9 : Pourcentage de contribution en fonction des paramètres

Ces résultats montrent que le pourcentage d'argile est le paramètre prépondérant (65,3% de contribution) par rapport au gradient hydraulique et au poids volumique des échantillons.

II.3.5. Bilan de l'étude phénoménologique

Ces essais nous ont permis de quantifier l'importance des paramètres étudiés et de valider leur choix comme paramètre influant sur le phénomène d'érosion. Par ailleurs nous avons remarqué que le départ de sable est brutal et qu'il progresse rapidement vers la membrane la plus proche. Cette observation complémentaire permet d'identifier le confinement comme paramètre caractéristique de l'érosion interne.

Les essais réalisés à partir de ce montage ne sont pas optimaux pour trois raisons :

- Le système d'évacuation de particules érodées n'a pas joué correctement son rôle puisque certaines particules ont été piégées dans le système d'évacuation ;
- Le gradient hydraulique de ce perméamètre varie au cours des essais de 10 m/m pour 200 cm³ d'eau injectée ;
- La pesée de l'effluent n'est pas une méthode suffisamment précise pour quantifier l'érosion de l'argile qui mobilise de très faibles masses de sol.

L'identification de ces problèmes expérimentaux nous permet d'élaborer un cahier des charges expérimental pour l'étude de l'érosion interne.

II.4. Proposition d'un prototype et d'un protocole

A partir des enseignements tirés de l'étude bibliographique et des essais décrits précédemment nous pouvons définir un protocole et un prototype expérimentaux adaptés à notre étude.

II.4.1.Principes fondamentaux du prototype

Pour réaliser une étude paramétrique de l'érosion interne sur des échantillons sablo-argileux, le prototype doit répondre à un nombre certain d'exigences.

Ce prototype doit nous permettre de réaliser des essais sans perturbation non contrôlée des échantillons, donc sans déconfinement ou écoulement parasite. Pour cela nous utilisons des cellules triaxiales qui nous permettent de saturer et de consolider les échantillons. Elles permettent également de suivre les grandes déformations de l'échantillon et d'assurer un confinement constant durant les essais afin de mieux représenter les échantillons dans leur environnement.

Ces cellules doivent nous permettre d'évacuer facilement les particules arrachées sans provoquer des perturbations par colmatage ou dépôt des particules. Le système doit aussi nous permettre d'utiliser des filtres de différentes ouvertures de pores et de différentes épaisseurs.

Ce prototype doit être placé dans un local à température régulée à 20°C afin d'éviter que des fluctuations de températures modifient la viscosité du fluide d'injection.

Les essais réalisés avec des matériaux cohésifs induisent des durées d'essais importantes. Nous utilisons trois cellules triaxiales et nous automatisons l'acquisition des mesures.

Le système doit permettre la mesure en temps réel des débits d'entrée et de sortie, de la quantité de particules érodée et de la déformation volumique de l'échantillon.

II.4.2.Descriptif du montage

II.4.2.1. Schéma général du prototype et de son environnement

Le prototype se compose de trois cellules triaxiales modifiées et d'un système hydraulique qui permet un écoulement au sein de l'échantillon. Les mesures permettent de

quantifier : la perméabilité, la variation volumique de l'échantillon et la perte de masse de l'échantillon (figure 30).



Figure 30 : Vue générale du prototype expérimental

a) Système hydraulique et de contrôle

Le système hydraulique est composé d'une part, de deux contrôleurs de pression-volume (GDS), qui donnent la possibilité d'injecter 200 cm^3 de fluide en pression statique ou dynamique avec une résolution de 1 kPa en pression et de 1 mm^3 en volume et d'autre part de trois régulateurs de pression reliés à des cylindres interface air/eau. Ces régulateurs permettent de générer et de maintenir des pressions constantes. Ce système hydraulique peut générer une pression maximale de 600 kPa avec un débit maximum d'écoulement de $74 \text{ mm}^3/\text{s}$. Les contrôleurs de pression-volume (GDS) sont équipés d'un capteur de pression interne et d'un contrôleur pas à pas qui détermine le volume injecté. Le fluide injecté est stocké dans un réservoir. Il est désaéré à l'aide d'une pompe à vide générant une dépression de 95 kPa.

Le système comprend aussi deux manomètres de pression de différents calibres et un manomètre de dépression. Un capteur de pression est connecté à la sortie des cellules triaxiales pour mesurer soit la pression interstitielle lors de la consolidation des échantillons, soit la pression de sortie du fluide injecté.

L'ensemble de ce système hydraulique est relié à un panneau de 80 vannes. Ce panneau de vannes est sous la forme d'un système matriciel à 7 entrées et 12 sorties afin d'optimiser l'utilisation du matériel. Il permet d'alimenter les trois cellules triaxiales simultanément.

b) Cellules triaxiales

Les trois cellules triaxiales utilisées permettent la saturation, la consolidation et la mesure de la variation volumique des échantillons. Ces cellules ont été modifiées pour permettre d'une part, un écoulement de fluide au sein de l'échantillon tout en réduisant les pertes de charges et d'autre part, une évacuation des particules fines arrachées sans colmatage du réseau (figure 31).

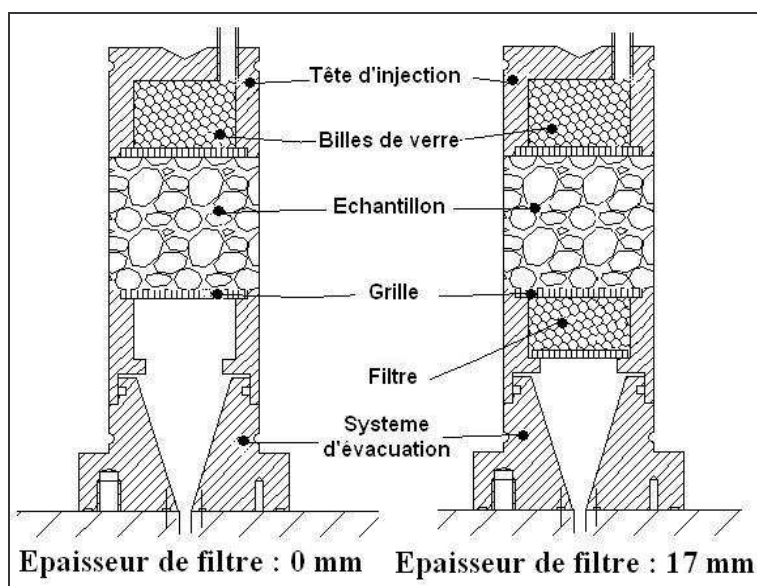


Figure 31 : Schéma du système d'injection et d'évacuation

La tête d'injection du fluide est constituée d'une couche de 22 mm d'épaisseur de billes de verre permettant de diffuser uniformément le fluide à l'interface supérieure de l'échantillon. A la base de l'échantillon, le système d'évacuation est en forme d'entonnoir pour éviter le colmatage ou le dépôt de particules dans le système. Cette base nous permet d'utiliser différents filtres qui peuvent être rigides ou en géotextile avec des ouvertures des pores de 0,001 mm à 8 mm et d'une épaisseur maximale de 17 mm.

Nous avons vérifié les caractéristiques dimensionnelles des filtres à l'aide d'un vidéo-microscope. La figure 32 présente un exemple pour le filtre de 0,08 mm.

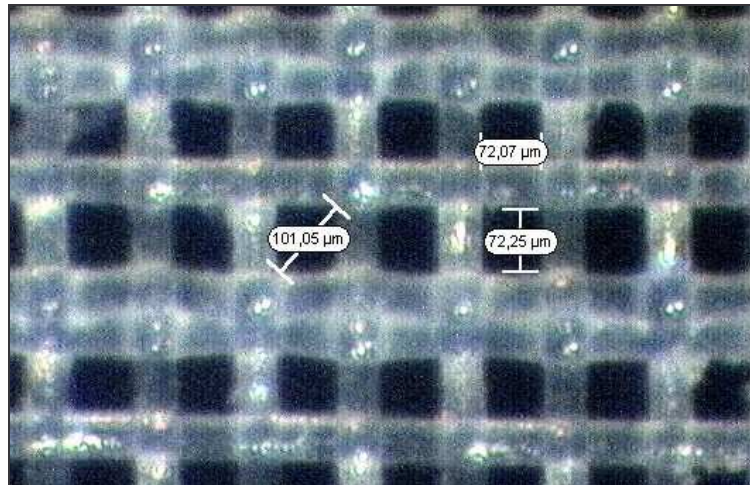


Figure 32 : Photo du filtre à 0,08 mm

La sortie des cellules triaxiales est reliée à un bac à effluent via une conduite transparente. Ce bac permet le maintien d'une hauteur d'eau constante pour assurer une pression suffisante afin d'éviter une désaturation de l'échantillon. Le piston de chaque cellule est muni d'un plateau pour garder toujours la même pression de contact sur la tête de l'échantillon et d'un capteur de déplacement pour suivre continûment les déformations axiales des échantillons (figure 33). Lors des essais, le confinement est assuré par le GDS qui permet la mesure de la variation volumique de l'échantillon durant les essais.

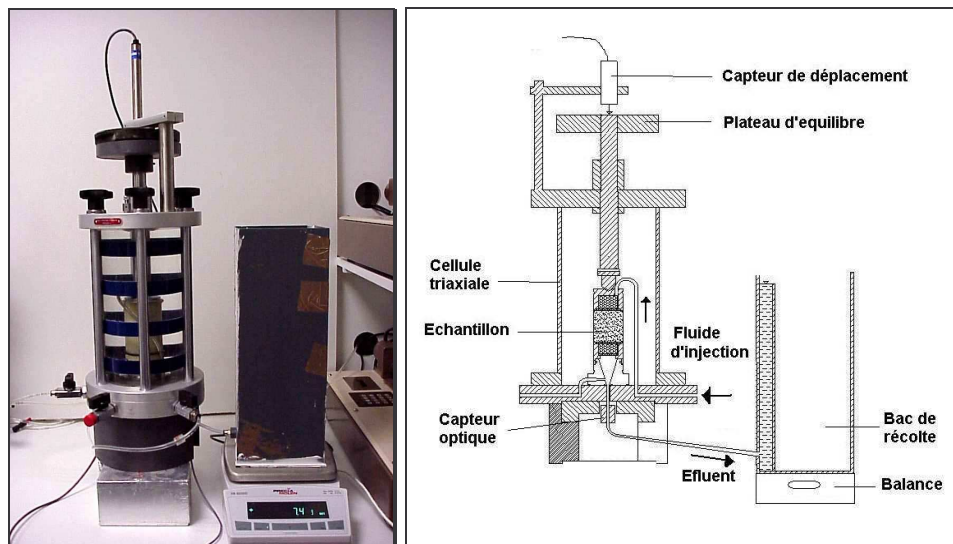


Figure 33 : Photo et schéma de la cellule triaxiale modifiée avec son bac de récolte d'effluent

c) Mesure de l'effluent

La mesure du débit massique du fluide récolté est faite à l'aide d'une balance digitale. La mesure de la masse érodée en temps réel est faite par la différence entre la masse du fluide injecté et celle de l'effluent récolté. Pour les petites quantités de matériaux arrachés la pesée n'est pas suffisamment sensible. Ceci nous a amené à réaliser un capteur optique (figure 34) qui a une sensibilité suffisante pour détecter l'initiation de l'érosion interne et pour mesurer la quantité de grains arrachés en temps réel. Le principe de ce capteur optique est basé sur la mesure de la transparence de l'effluent à l'aide d'un signal lumineux qui traverse la conduite reliant la cellule triaxiale au bac à effluent.

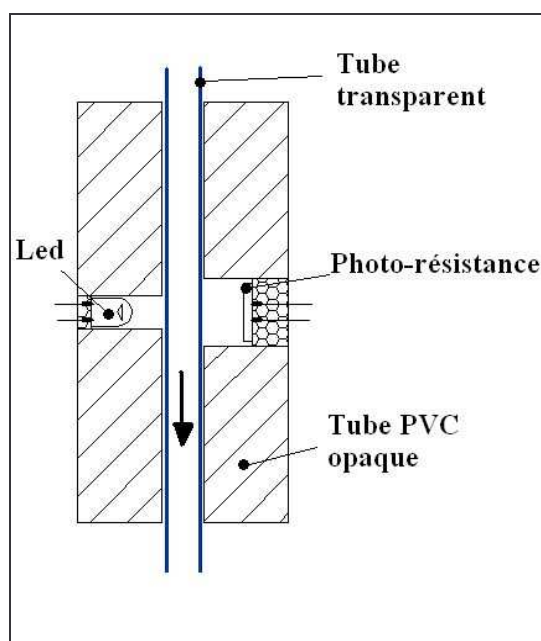


Figure 34 : Capteur optique à une voie

Le capteur optique est préalablement étalonné pour différentes teneurs massiques en kaolinite (figure 35).

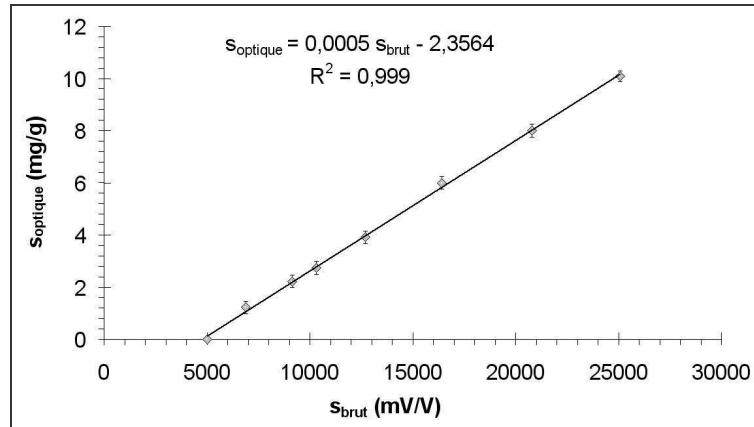


Figure 35 : Courbe d'étalonnage du capteur optique pour différentes teneurs en kaolinite

La teneur massique en kaolinite instantanée, déterminée à l'aide de ce capteur, s'exprime par :

$$s_{\text{optique}}(t) = \frac{\Delta m_{k \text{ sortie}}}{\Delta m_{w \text{ sortie}}} \quad (28)$$

Avec :

$m_{k \text{ sortie}}$: masse de kaolinite en sortie ;

$m_{w \text{ sortie}}$: masse d'eau en sortie.

Le débit massique d'injection q_w s'exprime par:

$$q_w(t) = \frac{\Delta m_{w \text{ inj}}(t)}{\Delta t} = \frac{\Delta m_{w \text{ sortie}}(t)}{\Delta t} - \frac{\Delta m_{w \text{ ech}}(t)}{\Delta t} \quad (29)$$

Avec :

$m_{w \text{ inj}}$: masse d'eau injectée ;

$m_{w \text{ ech}}$: masse d'eau contenue dans l'échantillon.

Dans le cas de l'érosion d'argile, la variation massique d'eau contenue dans l'échantillon ($\Delta m_{w \text{ ech}}$) est négligeable par rapport à la variation massique d'eau injectée.

Nous pouvons donc calculer le débit massique d'érosion q_s par :

$$q_s(t) = s_{\text{optique}}(t) \cdot q_w(t) \quad (30)$$

L'intégration au cours du temps de ce débit massique donne la masse solide cumulée érodée pendant l'essai :

$$m(t) = \int_0^t q_s(t) dt \quad (31)$$

A partir de la teneur massique mesurée par le capteur optique, nous pouvons également calculer la concentration massique d'argile contenue dans l'effluent :

$$C_{\text{optique}}(t) = \frac{s_{\text{optique}}(t)}{1 + s_{\text{optique}}(t)} \quad (32)$$

Nous disposons ainsi d'un outil permettant d'évaluer l'érosion d'argile lorsque la masse cumulée n'est pas mesurable par pesée. Pour des masses érodées plus importantes ce capteur sature mais la mesure par pesée devient exploitable.

Ce capteur optique engendre une incertitude d'environ 0,25 mg/g (soit 20% pour de faibles teneurs de 1,2 mg/g et de 2,5% pour des fortes teneurs en kaolinite de 10 mg/g).

d) Système d'acquisition des données

La réalisation d'essais sur des sols cohérents a généralement une durée importante et la rupture des échantillons par le phénomène de renard est brutale. Pour ces raisons nous avons automatisé le pilotage et l'acquisition des données. Les capteurs (pression, déplacement et optique) sont connectés à une centrale, elle-même connectée à un multiplexeur-convertisseur analogique numérique. Par ailleurs les contrôleurs de pression-volume et la balance sont équipés d'une interface RS232 reliée au multiplexeur, lui-même connecté à un ordinateur dédié à l'acquisition des données et au pilotage des essais. Le GDS a une double fonction : il peut être utilisé comme instrument de mesure (volume et pression) et peut agir comme appareil sollicitant les échantillons en pression, en débit ou en volume d'eau.

L'acquisition des données du système et le pilotage du GDS sont spécifiques. Un logiciel programmé par un organisme extérieur aurait abouti à un produit peu souple et onéreux. Afin de disposer d'un outil d'acquisition et de pilotage adaptable facilement à nos besoins évolutifs, nous avons élaboré un programme en Visual Basic dont l'organigramme est donné en figure 36.

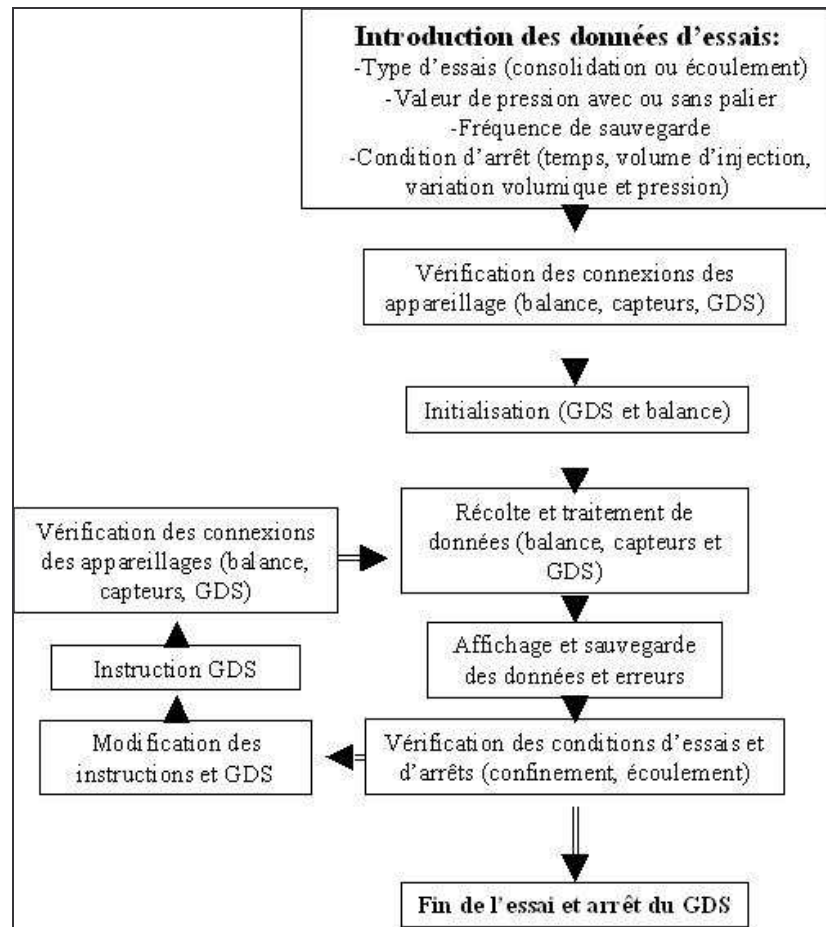


Figure 36 : Organigramme du logiciel d'acquisition et de pilotage

Lors de la réalisation de ce programme, nous avons surmonté des difficultés d'identification des protocoles de communication avec les GDS, la centrale et le multiplexeur ainsi que des difficultés liées à la programmation des acquisitions en Visual Basic. Cette étape bien que coûteuse en temps a permis d'aboutir à un programme de pilotage pleinement opérationnel pour les mesures spécifiques réalisées. De plus, la souplesse obtenue et la compétence acquise permettront l'ajout aisé de nouveaux capteurs et d'un nouveau contrôleur de débit de plus grande capacité pour les prolongements envisagés de cette étude sur des matériaux de plus forte perméabilité.

II.4.2.2. Evaluation des précisions du prototype

Afin de connaître les précisions des mesures effectuées avec notre prototype nous avons réalisé des essais sans échantillon (essais à vide). De tels essais sont originaux (absence de références d'expérimentations similaires dans la littérature) et nous ont permis d'estimer les pertes de charges, la vitesse maximale du fluide d'injection pouvant être appliquée par le

GDS (pour qu'il puisse maintenir une pression d'injection constante) ainsi que les déformations volumiques du système.

- Le débit d'injection maximum est limité par les capacités du contrôleur de pression-volume (GDS) ($74 \text{ mm}^3/\text{s}$) ;
- La mesure de la perte de charge du système est importante, car elle peut perturber l'écoulement du fluide dans le système et les mesures de perméabilité si elle n'est pas nettement inférieure à la perte de charge de l'échantillon. La perte de charge du système hydraulique est mesurée en utilisant un échantillon fictif de porosité 1 (tube PVC de 50 mm de hauteur et de 50 mm de diamètre), avec différents gradients hydrauliques (figure 37). Nous définissons une perméabilité sécante équivalente au système (k') par :

$$k' = q_w \frac{h}{\Delta P'} \quad (33)$$

Avec :

q_w : débit d'injection ($\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$) ;

h : hauteur de l'échantillon fictif (m) ;

$\Delta P'$: chute de pression mesurée à vide pour un débit q_w (Pa).

La perméabilité du système (k') obtenue est de $5 \cdot 10^{-4} \text{ m/s}$ pour un gradient de 20 m/m et $2,3 \cdot 10^{-4} \text{ m/s}$ pour un gradient de 90 m/m.

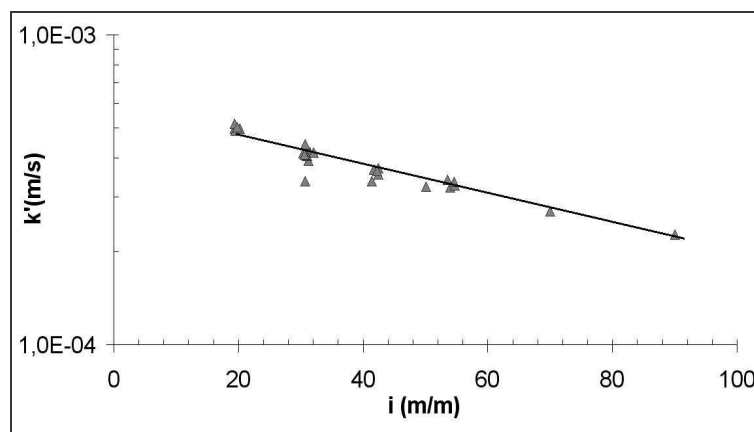


Figure 37 : Perméabilité du système en fonction du gradient hydraulique

La perméabilité globale ou apparente (k_{app}) est en relation avec la perméabilité de l'échantillon (k) par :

$$\frac{1}{k_{app}} = \frac{1}{k} + \frac{1}{k'} \quad (34)$$

L'écart de perméabilité obtenu est inférieur à 10% pour un matériau de perméabilité inférieure à $2,3 \cdot 10^{-5}$ m/s (cas de cette étude). Cet écart ne perturbe pas notre interprétation (d'ailleurs en logarithme de la perméabilité) et dans le cas d'une étude sur des matériaux plus perméables, il serait possible de corriger la valeur de perméabilité par l'équation précédente.

- Lors de la mise en pression les conduites, les joints d'étanchéité et la cellule triaxiale se déforment. Les variations volumiques en fonction de la pression appliquée (figure 38) sont prises en compte lors de la mesure de la variation volumique des échantillons.

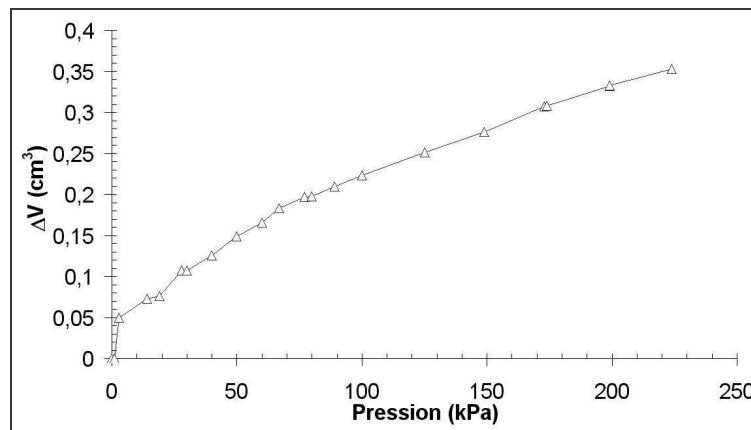


Figure 38 : Variation volumique du système de confinement en fonction de la pression

II.4.2.3. Bilan de la proposition de prototype

Ce prototype expérimental est adapté à l'étude de l'érosion interne, il nous permet de réaliser des essais sur des sols cohérents tout en mesurant en temps réel la perte de masse de l'échantillon qu'elle soit infime ou importante, de suivre la variation volumique de l'échantillon, d'assurer un confinement durant l'essai tout en évitant les écoulements parasites et les dépôts de particules dans le système d'évacuation.

II.4.3.Caractéristiques des matériaux utilisés

Dans le but d'obtenir une bonne répétitivité lors de la réalisation des échantillons, nous utilisons des matériaux reconstitués à partir d'un mélange de sable et d'argile. Les sables utilisés sont le sable de Loire et le sable de Fontainebleau. Les argiles utilisées sont de la bentonite et de la kaolinite. Le fluide utilisé pour la saturation et l'écoulement est de l'eau déminéralisée et désaérée.

Les sables bruts peuvent contenir de gros grains (notamment le sable de Loire, avec des coquillages allant jusqu'à 6 mm) et une quantité variable de fines sur chaque prélèvement. Pour disposer d'un sable identique sur tous les essais, le sable a été tamisé à 1 mm puis lavé sur un tamis de 0,08 mm. Les caractéristiques des sables ainsi obtenues sont données ci après :

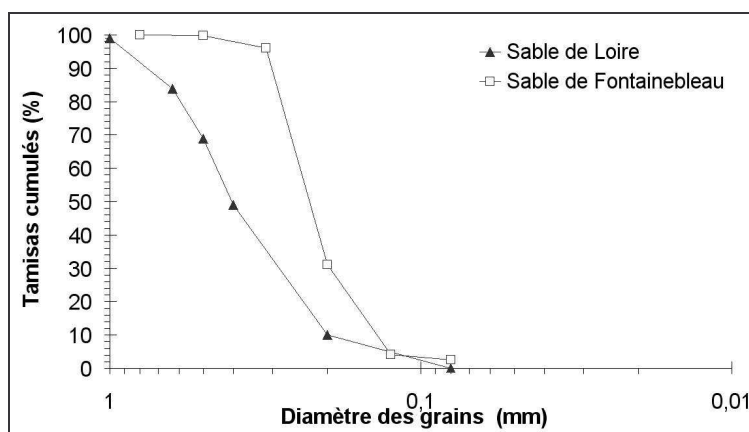


Figure 39 : Courbe granulométriques des sables utilisés

Matériaux	Sable de Loire	Sable de Fontainebleau
Cu (.)	3,125	1,4
γ_{\min} (kN/m ³)	15,07	13,85
γ_{\max} (kN/m ³)	18,52	16,44
γ_s (kN/m ³)	26,2	25,99
Nature	Siliceux	Siliceux
Forme des grains	anguleux	anguleux

Tableau 10 : Caractéristiques des sables utilisés

La bentonite est une argile dont les propriétés sont similaires à celle de la montmorillonite. Il existe des bentonites riches en sodium, d'autres en calcium, potassium ou

magnésium. Dans l'eau, la bentonite gonfle de 10 à 15 fois de son volume originel et absorbe 6,5 fois son poids en eau. L'activité électrochimique est l'une des plus fortes parmi les minéraux argileux.

La kaolinite est une argile peu gonflante en contact avec l'eau, avec une activité électrochimique qui est parmi les plus faibles parmi les minéraux argileux. Les caractéristiques des matériaux sont données ci dessous :

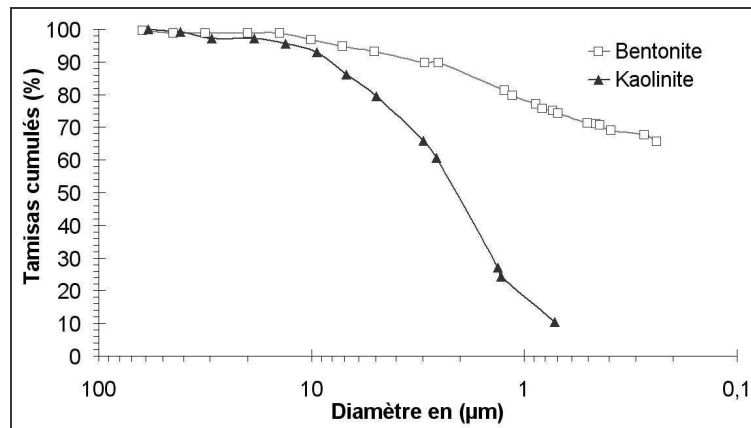


Figure 40 : Courbe granulométrique des argiles utilisées

Matériaux	Kaolinite	Bentonite
w_L	55	440
w_P	22	60
γ_s (kN/m ³)	27,00	27,60

Tableau 11 : Caractéristiques des argiles utilisées

II.4.4. Proposition d'un protocole initial

D'après les enseignements tirés des essais préliminaires et des essais au perméamètre triaxial, nous avons élaboré un protocole de réalisation des essais adapté au prototype initial.

a) Confection et mise en place

Le malaxage est une étape délicate car un mauvais malaxage nous conduit à des échantillons hétérogènes donc des comportements différents lors des essais. La méthode employée consiste à malaxer tout d'abord le sable avec une teneur en eau fixée à 10% (inférieure à l'optimum Proctor) pendant trois minutes. Tout en poursuivant ce malaxage, nous ajoutons progressivement l'argile. Enfin, le malaxage de l'ensemble des matériaux est

effectué pendant 10 minutes. Cette méthode nous donne une bonne homogénéisation qui a été vérifiée par des analyses granulométriques après malaxage (Bendahmane 2002).

Pour positionner l'échantillon au sein de la cellule, une mise en forme préalable est nécessaire. Celle-ci est réalisée à l'aide d'un moule qui permet d'avoir des échantillons de 50 mm de diamètre et 50 mm de hauteur par simple pistonnage statique. Ces dimensions respectent la condition du facteur d'échelle, puisque la plus grande particule a 1 mm de diamètre et la plus petite dimension de l'échantillon est de 50 mm. Donc il y a un facteur d'échelle de 50 qui est supérieur au facteur d'échelle minimum de 10.

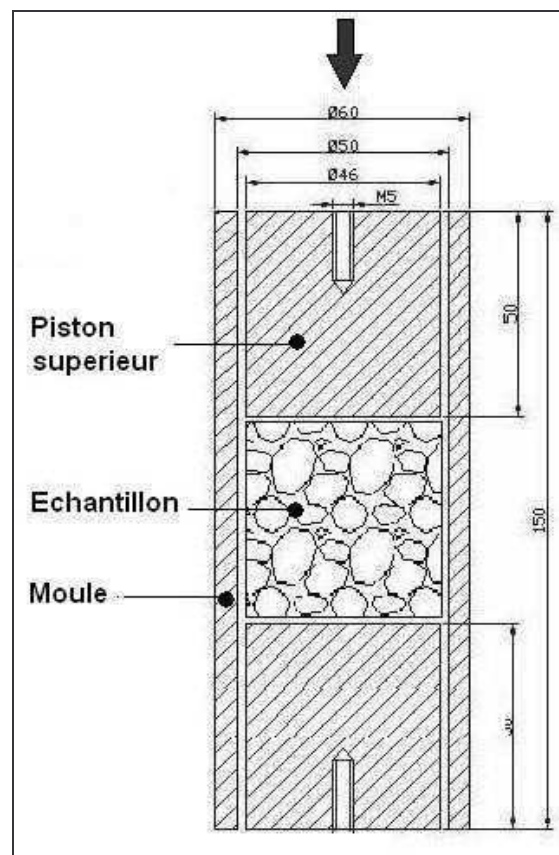


Figure 41 : Schéma du système de mise en forme

b) Saturation et consolidation

La phase de saturation débute par l'application d'une légère pression de confinement de 20 kPa pour éviter tout écoulement parasite entre l'échantillon et la membrane. Puis à l'aide d'une pompe à vide, une dépression est appliquée à l'échantillon. La saturation s'effectue alors de bas en haut avec de l'eau déminéralisée et désaérée et ne doit pas être

brutale pour éviter toute migration des petites particules. La durée de cette phase atteint 24 heures afin d'avoir un équilibre ionique entre l'eau et l'argile.

L'application brutale d'une pression de confinement risquerait de provoquer un arrachage massif des petites particules. La pression est donc augmentée par palier et suivant une durée qui dépend de la nature et du pourcentage d'argile.

c) Sollicitation hydraulique

Après consolidation nous sollicitons l'échantillon hydrauliquement par un gradient descendant. Nous utilisons de l'eau désaérée et déminéralisée afin d'avoir toujours les mêmes caractéristiques du fluide, car il interagit chimiquement avec les particules argileuses.

III. Expérimentations sur prototype

III.1.Objectifs

L'objectif de nos essais sur prototype est la réalisation d'une étude paramétrique sur des échantillons sablo-argileux, créés par mélange de sable et d'argile avec différentes proportions. Après avoir préparé, saturé et consolidé les échantillons, nous les sollicitons hydrauliquement avec un écoulement descendant sous gradient constant. Le fluide d'injection est de l'eau déminéralisée et désaérée.

La campagne d'essais doit nous permettre d'étudier l'initiation et le développement de l'érosion interne, sous l'action de différents paramètres et sans perturbation non contrôlée. Les paramètres étudiés sont le gradient hydraulique, la pression de confinement, le pourcentage d'argile et l'ouverture des pores du filtre. Les mesures obtenues pendant les essais sont : la perméabilité hydraulique, la masse des particules arrachées par mesure avec le capteur optique et par pesée et enfin la variation volumique de l'échantillon.

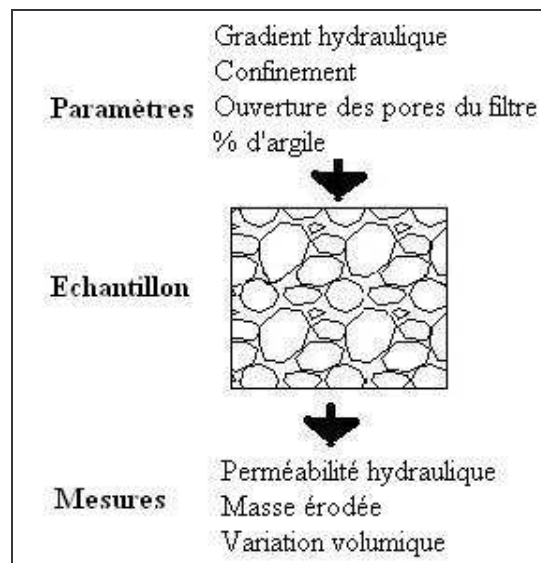


Figure 42 : Schéma de principe des essais

Après validation du protocole et du prototype utilisés, deux campagnes d'essais sont réalisées.

III.2.Première campagne d'essais

III.2.1. Validation du protocole et du prototype initiaux

III.2.1.1. Validation de la réalisation des échantillons

Tout d'abord nous vérifions l'homogénéité des échantillons par la mesure de la teneur en eau et par des analyses granulométriques sur plusieurs prélèvements des matériaux malaxés qui serviront à la réalisation des échantillons. Les écarts de pourcentage d'argile et de teneur en eau sont inférieurs à 0,1%. La mise en forme des échantillons par pistonnage statique nous permet de contrôler la masse totale du matériau et les dimensions de l'échantillon. L'écart relatif de cette masse sur plusieurs échantillons ne dépasse pas 0,5% et l'écart sur le volume ne dépasse pas 0,4% du volume total. Le calcul de l'écart relatif de poids volumique sec pour un échantillon de 17 kN/m^3 indique une valeur maximale de 1,5%.

Ensuite nous vérifions la saturation de nos échantillons. Conformément au protocole de réalisation des échantillons décrit précédemment, nous connaissons la masse sèche des matériaux, la teneur en eau initiale et le volume des échantillons. Par pesée nous pouvons connaître la quantité d'eau consommée par les échantillons lors de leur saturation. A l'aide du bilan volumique des phases, nous pouvons calculer le degré de saturation atteint.

Avec cette vérification nous constatons que la saturation réalisée pendant 24 heures sous faible gradient, la sortie aval étant à pression atmosphérique, ne permet pas d'atteindre de grandes valeurs du degré de saturation : de l'ordre de 55 à 58%. Pendant la phase de saturation des échantillons, l'application d'une dépression, générée par la pompe à vide, à la sortie aval augmente sensiblement le degré de saturation qui atteint 92 à 94%. La saturation par gravité n'est donc pas suffisante et nous préférons l'utilisation de la pompe à vide pour saturer les échantillons. Toutefois, l'utilisation du vide risque de provoquer des désordres dans l'échantillon puisque que nous contrôlons mal le gradient hydraulique réel appliqué. Pour évaluer les éventuelles modifications granulométriques induites, nous avons réalisé une granulométrie sur trois couches d'un échantillon après saturation. Les écarts de la masse d'argile restent inférieurs à 1% de la masse totale de l'échantillon. Nous pouvons considérer qu'il n'y a pas eu une modification granulométrique significative.

III.2.1.2. Validation des essais de perméabilité

Afin de vérifier la qualité des mesures réalisées avec notre montage et de le valider, nous avons reproduit un essai décrit par Kenney et al (1992). Cet essai consiste à tester des

échantillons composés de sable et de bentonite suivant un rapport massique (bentonite/sable) de 8%. L'appareillage utilisé par Kenney et al (1992) est un perméamètre à paroi rigide, la consolidation axiale s'élève à 70 kPa, le gradient hydraulique est de 15 m/m et le fluide utilisé est de l'eau distillée. Les dimensions de l'échantillon sont : section 50 mm², hauteur comprise entre 25 et 30 mm. La perméabilité hydraulique ainsi mesurée est comprise entre $2,1 \cdot 10^{-10}$ et $2,2 \cdot 10^{-10}$ m/s.

Nous avons réalisé des échantillons suivant le même pourcentage de bentonite et en prenant soin de reproduire la granulométrie du sable. La perméabilité mesurée avec notre appareillage sur trois échantillons est de l'ordre de $2,4 \cdot 10^{-10}$ m/s. La bonne répétitivité des essais (figure 43) et la valeur mesurée extrêmement voisine de celle présente dans la littérature permettent de valider notre procédure expérimentale.

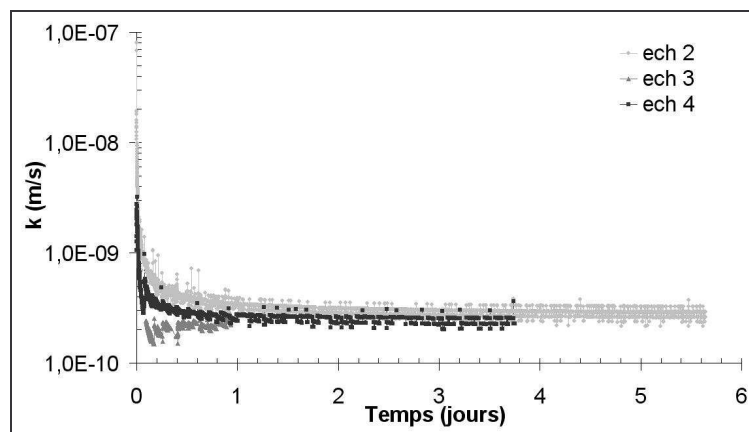


Figure 43 : Evolution de la perméabilité hydraulique dans le temps (échantillons 2, 3, 4)

III.2.2. Présentation des essais

III.2.2.1. Introduction

Pour chaque échantillon testé, la teneur en eau initiale avant saturation est de 10%, le poids volumique sec est de 17 kN/m³ et la pression de confinement est fixée à 200 kPa. Ces paramètres représentent un sol très dense à 12 m de profondeur, ce qui peut représenter le matériau du noyau d'un barrage en terre de moyenne dimension.

Afin de faciliter les essais (interactions physico-chimiques, saturation), nous préférons utiliser la kaolinite plutôt que de la bentonite.

Trois paramètres sont étudiés:

- L'ouverture des filtres de 0,08 mm pour autoriser le passage d'argile uniquement et 4 mm pour autoriser le passage de toutes les particules ;
- Le pourcentage de kaolinite : les essais sont réalisés sur des échantillons dont le pourcentage massique de la kaolinite par rapport à la masse totale est fixé à 10, 20 ou 30% ;
- Le gradient hydraulique qui est fixé suivant les essais entre 2 et 168 m/m.

D'après le critère de Kenney, la granulométrie des échantillons (figure 44) rend les matériaux instables à l'érosion.

D'après le critère filtre de Foster, l'ouverture excessive du filtre (4mm) ne permet pas de retenir les particules des échantillons, et engendre un phénomène de renard.

Kaolinite (%)	d₁₀ (mm)	d₅₀ (mm)	d₆₀ (mm)	d₈₅ (mm)	Cu (.)
10	0,08	0,38	0,47	0,65	5,87
20	0,0022	0,32	0,44	0,64	200
30	0,0015	0,24	0,37	0,62	247,7

Tableau 12 : Principales caractéristiques granulométriques

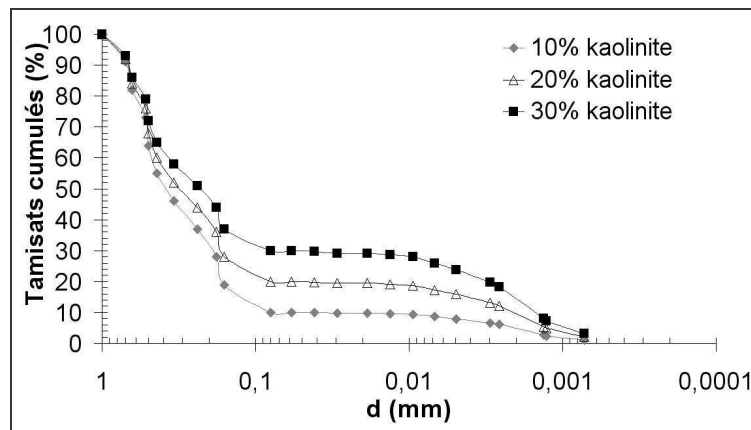


Figure 44 : Granulométrie des échantillons

Lors de cette campagne, nous avons réalisé au total 57 essais (liste détaillée en annexe 3). Différents problèmes expérimentaux (saturation incomplète, perturbation de la pesée et variation du confinement et du gradient hydraulique) rendent difficile l'exploitation

de certains essais et nous contraignent à sélectionner 15 essais présentés dans le tableau suivant :

Préparation			Filtre	Gradient	Echantillon
Kaolinite (%)	n_0 (.)	γ (kN/m ³)	O_F (mm)	i (m/m)	n°
10	0,33	20,40	0,08	27	23
//	//	//	//	44	31A
//	//	//	4	2	29B
//	//	//	//	4	27
//	//	//	//	8	47
//	//	//	//	12	46
//	//	//	//	22	29A
//	//	//	//	27	36A
20	0,31	21,73	4	54	10
30	0,30	22,87	0,08	32	20
//	//	//	//	110	19
//	//	//	4	4	14
//	//	//	//	48	17
//	//	//	//	92	16
//	//	//	//	168	21

Tableau 13 : Principales caractéristiques des 15 essais retenus de la 1^{ère} campagne

Bien que les évolutions instantanées du débit massique d'érosion dépendent des valeurs des paramètres, nous pouvons dresser une courbe type (figure 45). Dès la première minute d'essai, le débit massique croît pour atteindre une valeur maximale $q_{s \max}$ (cette notation sera utilisée de nombreuses fois dans la suite du texte). Le débit décroît ensuite brutalement puis asymptotiquement vers zéro.

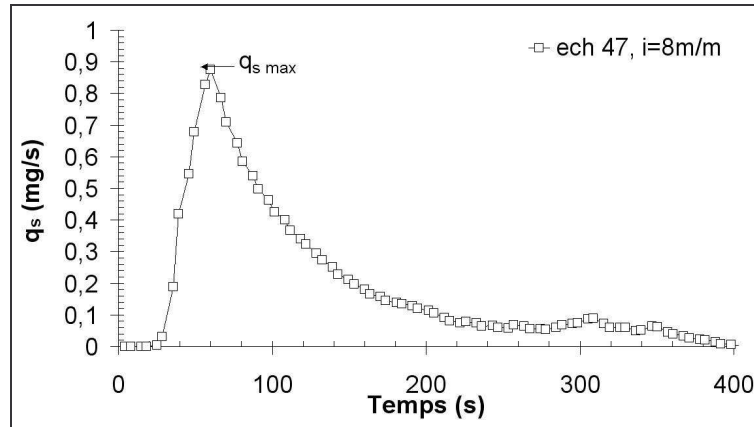


Figure 45 : Courbe type de débit massique en fonction du temps (échantillon 47)

Cette évolution nous conduit à suggérer que l'érosion d'une faible fraction de l'argile (de l'ordre du centième de gramme) entraîne une évolution structurale de l'échantillon lui conférant une résistance accrue à l'érosion. Pour entamer une vérification de cette hypothèse, nous déterminons la perméabilité de l'échantillon au cours des essais. Le nombre de Reynolds maximum calculé ne dépassant pas $Re = 0,001$ (valeur nettement inférieure à 4 : limite du régime laminaire), la perméabilité est calculée suivant la loi de Darcy $k = v/i$.

En l'absence d'érosion la perméabilité reste constante, mais elle diminue au moins d'un facteur 10 pour les essais avec l'initiation d'érosion (figure 46). La variation volumique mesurée des échantillons étant nulle au cours des essais avec départ d'argile, nous pouvons en déduire qu'une redistribution granulaire a pu se produire au sein de l'échantillon érodé.

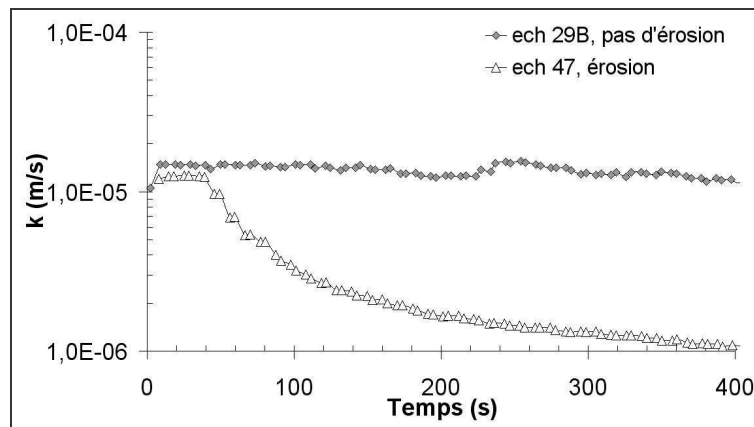


Figure 46 : Evolution de la perméabilité au cours du temps (échantillons 29B, 47)

La faiblesse des quantités d'argile érodée ne permet pas de quantifier l'effet de l'écoulement sur la granulométrie de l'échantillon. Toutefois visuellement, il est possible de

noter l'absence de modification granulométrique localisée. Conformément à la terminologie présentée au chapitre I, le phénomène caractérisé par une perte de masse diffuse accompagnée d'une diminution de la perméabilité peut être dénommé suffusion.

III.2.2.2. Influence du gradient hydraulique

Pour l'essai avec un filtre de 4 mm et 10% de kaolinite, un gradient hydraulique de 2 m/m (échantillon 29B) ne provoque pas d'érosion. Par contre avec un gradient hydraulique de 4 m/m (échantillon 27), nous observons une érosion de kaolinite. Plus le gradient hydraulique est important plus l'érosion est importante, tant en débit massique (figure 47) qu'en masse érodée cumulée (figure 48). Pour l'échantillon 47, l'incertitude relative sur le débit massique maximum est estimée à $\pm 5\%$ et celle de la masse cumulée est de $\pm 8\%$.

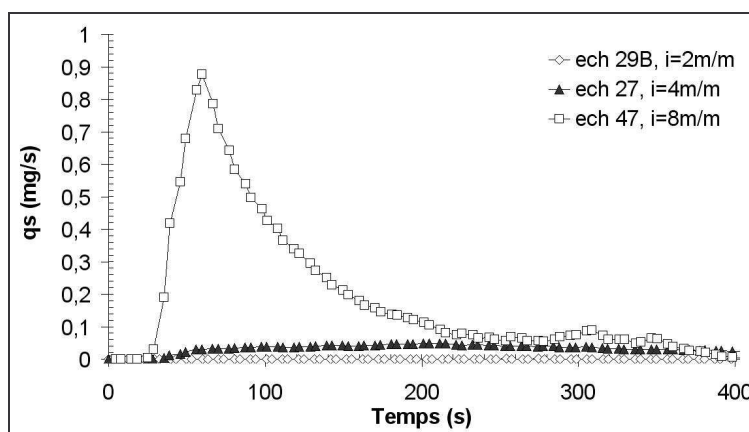


Figure 47 : Evolution du débit massique au cours du temps (échantillons 27, 29B, 47)

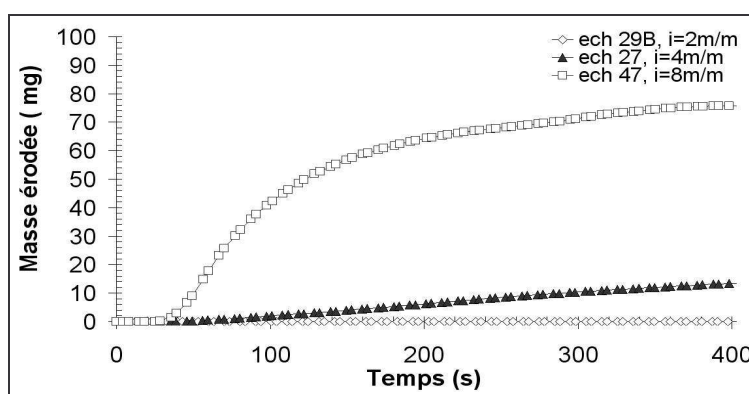


Figure 48 : Evolution de la masse érodée au cours du temps (échantillons 27, 29B, 47)

A perméabilité initiale identique, l'augmentation du gradient hydraulique s'accompagne d'une augmentation de la vitesse de Darcy du fluide. Au début de l'essai, la

vitesse particulière augmente aussi avec le gradient, induisant un accroissement des contraintes d'érosion générées par le fluide et donc une augmentation du débit massique et de la masse érodée.

Si la valeur du gradient hydraulique dépasse 12 m/m (échantillon 46, 29A et 36A), la migration de l'argile s'accompagne d'un départ de grains de sable, la masse érodée de l'échantillon est suffisante pour être quantifiée par pesée (différence entre la masse de l'effluent et la masse d'eau injectée). Le suivi par la balance indique que l'augmentation du gradient hydraulique provoque d'une part une augmentation du débit massique q_s qui atteint 600 mg/s, et d'autre part un accroissement de masse érodée de l'échantillon (figure 49).

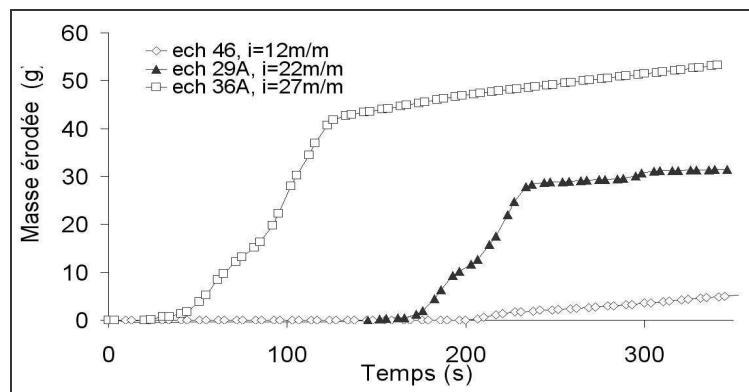


Figure 49 : Evolution de masse érodée au cours du temps (échantillons 29A, 36A, 46)

Des photographies prises en cours d'essais montrent que l'érosion de l'argile et du sable peut être observée à la base de l'échantillon et qu'elle progresse par érosion régressive (figure 50).

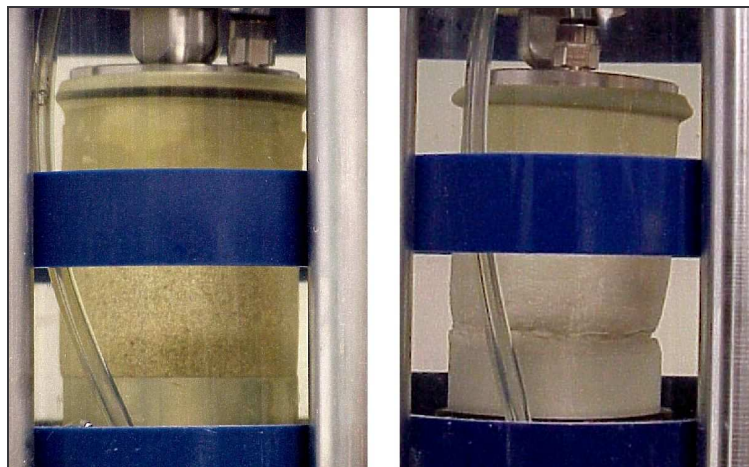


Figure 50 : Visualisation de l'érosion régressive (échantillon 36A)

La poursuite de l'érosion entraîne l'effondrement des échantillons (figure 51). Ces éléments semblent corroborer les conclusions de Barakat (1991) qui représente le sol en deux structures : une structure primaire composée de grosses particules (sable) qui assure la résistance mécanique et une structure secondaire (kaolinite) constituée de petites particules. Le sol reste stable, au sens Barakat, tant que l'érosion n'affecte pas la première structure.

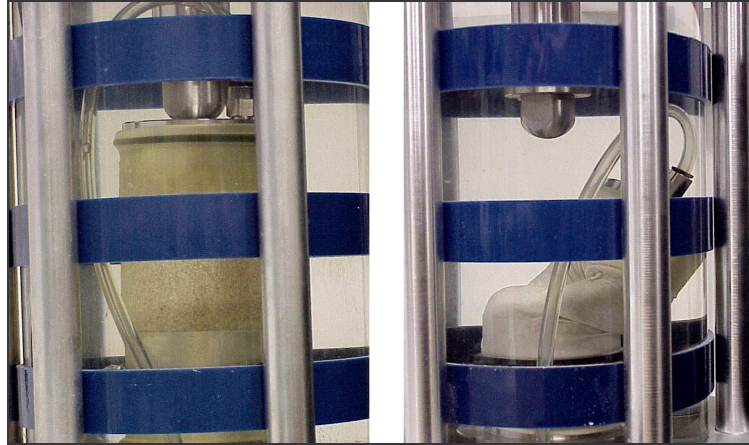


Figure 51 : Effondrement de l'échantillon 36A

De part l'effet continu du confinement, nous ne pouvons observer la présence éventuelle d'écoulement préférentiel au sein des échantillons. Puisque les échantillons s'érodent par érosion régressive puis s'effondrent, nous pouvons conclure que le mécanisme d'érosion interne responsable de la migration de sable est différent de la suffusion et peut probablement être qualifié de renard (suivant la terminologie du chapitre I).

III.2.2.3. Influence du pourcentage d'argile

Pour une concentration en kaolinite de 30% avec un filtre de 4 mm, l'application d'un gradient hydraulique de 44 m/m (échantillon 14) ne modifie pas l'échantillon, aucune érosion n'est détectée (figure 52). Par contre un gradient hydraulique de 48 m/m (échantillon 17) provoque la migration d'une petite quantité d'argile. La quantité d'argile érodée s'accroît au fur et à mesure de l'augmentation du gradient hydraulique. Lors de nos essais l'application d'un gradient hydraulique très important de 168 m/m (échantillon 21) n'a pas suffi pour déclencher le départ de grains de sable.

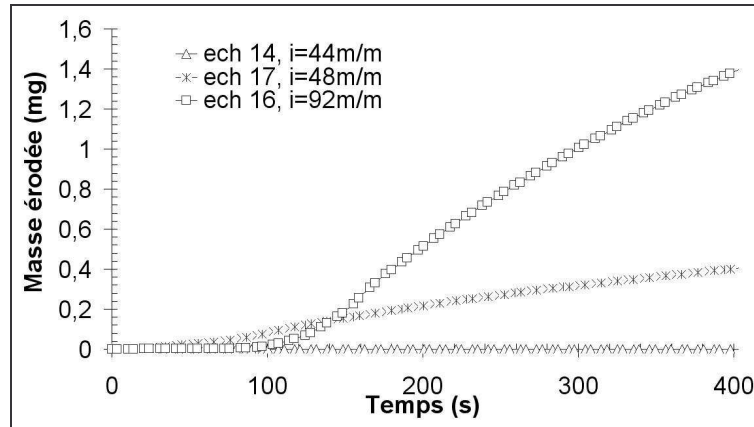


Figure 52 : Evolution de la masse érodée au cours du temps (échantillons 14, 16, 17)

Pour un pourcentage en kaolinite de 20% avec un filtre de 4 mm, l'application d'un gradient hydraulique de 54 m/m (échantillon 10) provoque une érosion de kaolinite avec un débit massique de 2,6 mg/s. Or il fallait un gradient hydraulique de 92 m/m (échantillon 16) avec 30% de kaolinite pour atteindre ce même débit massique.

L'augmentation du pourcentage d'argile induit une nette diminution de la perméabilité ($2,5 \cdot 10^{-5}$ m/s pour 10% d'argile ; $1,4 \cdot 10^{-6}$ m/s pour 20% et $1,5 \cdot 10^{-7}$ m/s pour 30%) et donc un ralentissement global de l'écoulement. Ce ralentissement entraîne une diminution de la vitesse particulière de l'eau v_p comme le montre l'estimation suivante :

$$v_p = \frac{v_m}{n} \quad (35)$$

Avec :

v_m : vitesse de l'écoulement sur l'ensemble de la section (m.s^{-1}).

En supposant la loi de Darcy applicable :

$$v_m = k.i \quad (36)$$

$$v_p = \frac{k.i}{n} \quad (37)$$

Pour un même gradient et avec deux valeurs du pourcentage d'argile :

$$i = \text{cst} = \frac{n_{30\%} \cdot v_{p\ 30\%}}{k_{30\%}} = \frac{n_{20\%} \cdot v_{p\ 20\%}}{k_{20\%}} \quad (38)$$

$$v_{p\ 30\%} = \frac{n_{20\%} \cdot k_{30\%}}{n_{30\%} \cdot k_{20\%}} \cdot v_{p\ 20\%} \quad (39)$$

Avec :

$$n_{30\%} \approx n_{20\%} \approx 30\%, k_{30\%} = 1,5 \cdot 10^{-7} \text{ m/s et } k_{20\%} = 1,4 \cdot 10^{-6} \text{ m/s.}$$

$$v_{p\ 30\%} = 0,1 \cdot v_{p\ 20\%} \quad (40)$$

Cette diminution de la vitesse particulière entraînera une diminution de la contrainte d'érosion générée par l'écoulement, par conséquent l'argile contribue à l'accroissement de la résistance à l'érosion interne des sols.

III.2.2.4. Influence de l'ouverture des pores du filtre

Si l'ouverture du pore du filtre est de 0,08 mm et pour 10% de kaolinite, un gradient hydraulique de 4 m/m (échantillon 23) n'est pas suffisant pour provoquer un départ d'argile. Un gradient hydraulique de 27 m/m (échantillon 31A) provoque une érosion d'argile mais avec un débit massique faible de 0,3 mg/s. Or pour le même gradient hydraulique avec un filtre de 4 mm (échantillon 36A) nous avons noté un débit massique de 600 mg/s. Enfin pour les essais avec un filtre de 0,08 mm et pour 30% de kaolinite, un gradient hydraulique de 110 m/m n'est pas suffisant pour provoquer un départ d'argile (tableau 14).

n° échantillon	Kaolinite (%)	Filtre (mm)	Gradient (m/m)	Débit solide max (mg/s)	Observations
23	10	0,08	4	0	Pas d'érosion
31A	//	//	27	0,3	Faible érosion
36A	//	4	27	600	Erosion
19	30	0,08	110	0	Pas d'érosion

Tableau 14 : Synthèse des essais sur l'influence du filtre

Bien que le filtre de 0,08 mm permette la migration des particules argileuses, il diminue leur érosion. Son utilisation contribue donc à renforcer la résistance des échantillons à l'érosion interne.

III.2.3. Confrontation avec les critères existants

Le tableau 15 confronte les valeurs mesurées de gradient critique avec celles obtenues avec les trois principaux critères hydrauliques, pour trois échantillons de natures granulométriques différentes.

Kaolinite (%)	d_{15} (mm)	γ kN/m^3	k_0 (m/s)	Mesure	Critères		
				i_{cr} (m/m)	Monnet i_{cr} (m/m)	Lane i_{cr} (m/m)	Den Adel i_{cr} (m/m)
10	0,13	20,40	$2,5 \cdot 10^{-5}$	3	7,030	0,118	0,5
20	0,0042	21,73	$1,4 \cdot 10^{-6}$	< 54	0,166	//	//
30	0,0011	22,87	$1,5 \cdot 10^{-7}$	46	0,095	//	0,42

Tableau 15 : Confrontation des valeurs de gradients hydrauliques critiques

Nous remarquons que les modèles de Lane et de Den Adel sont trop sécuritaires puisqu'ils nous donnent de très faibles valeurs de gradient hydraulique critique et ne permettent pas de tenir compte de l'influence de l'argile. Le modèle de Monnet permet d'obtenir un ordre de grandeur correct pour les échantillons contenant une faible fraction argileuse. Toutefois cette expression établie par Monnet pour les matériaux pulvérulents n'est pas adaptée aux sols cohésifs dont la teneur en argile dépasse 10%. Elle conclut en effet à la diminution du gradient critique avec l'augmentation du pourcentage d'argile, résultats en contradiction avec nos mesures.

Les figures 53 et 54 représentent l'évolution de la concentration maximale en fonction de la contrainte de cisaillement hydraulique τ définie par l'équation (12). Le seuil de la contrainte hydraulique qui initie une érosion correspond à la valeur critique de la contrainte de cisaillement hydraulique τ_{cr} . Les valeurs de τ_{cr} obtenues sur les courbes sont de 0,14 Pa pour 30% d'argile et 0,03 Pa pour 10%. Ces valeurs de τ_{cr} sont à prendre avec précaution car pour de petites concentrations le calcul d'incertitude indique que les incertitudes relatives peuvent atteindre 30%.

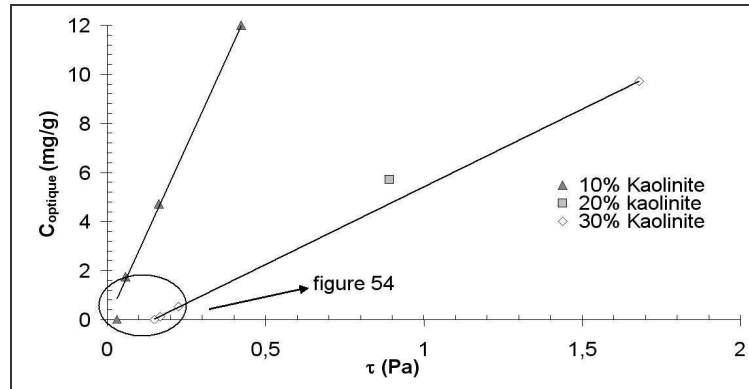


Figure 53 : Concentration maximale en fonction de la contrainte de cisaillement hydraulique

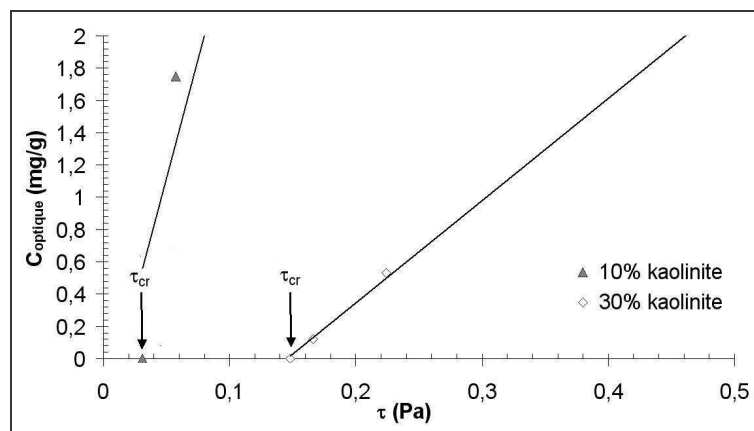


Figure 54 : Concentration maximale en fonction de la contrainte de cisaillement hydraulique

Nous représentons également les essais réalisés avec le filtre de 0,08 mm. Nous constatons que cette méthode d'obtention de la contrainte hydraulique de cisaillement ne prend pas en compte l'effet du filtre qui est un paramètre important (figure 55).

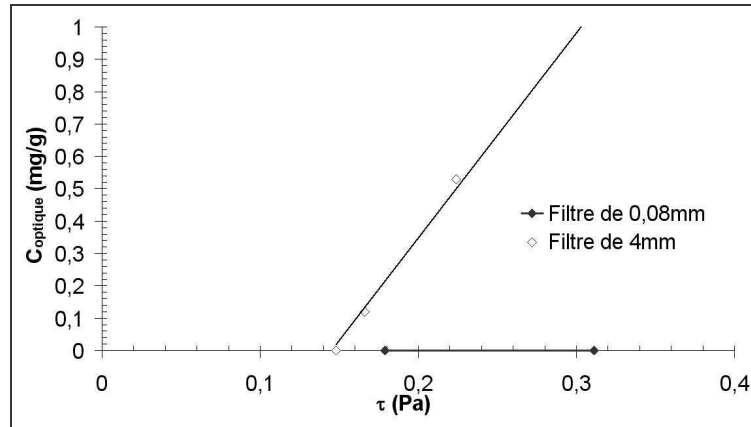


Figure 55 : Concentration maximale en fonction de la contrainte hydraulique de cisaillement, influence du filtre (30% de kaolinite)

Pour différents pourcentages d'argile, le tableau 16 permet de comparer les valeurs critiques de la contrainte hydraulique de cisaillement déterminées à partir des essais et celles calculées à partir de trois critères présents dans la littérature.

Kaolinite (%)	d_{50} (mm)	d_{75} (mm)	d_{90} (mm)	γ (kN/m ³)	τ_{cr} à partir des essais (Pa)	Lane τ_{cr} (Pa)	Léliavsky τ_{cr} (Pa)	Heuzel τ_{cr} (Pa)
10	0,38	0,55	0,68	20,40	0,03	0,43	0,62	0,14
20	0,32	0,53	0,66	21,73		0,41	0,52	0,16
30	0,24	0,51	0,65	22,87	0,14	0,40	0,39	0,17

Tableau 16 : Confrontation des valeurs de τ_{cr}

Pour 10% d'argile, les valeurs obtenues avec les expressions de Lane, Léliavsky et Heuzel sont surestimées. Avec 30% d'argile, seule l'expression de Heuzel permet d'obtenir un ordre de grandeur correct de la contrainte hydraulique critique. D'une manière générale, ces critères ne tiennent pas suffisamment compte de l'influence de la fraction argileuse.

En ce qui concerne les critères granulométriques, le tableau 17 permet de comparer leur prévision avec les résultats obtenus. Seuls les critères applicables aux sols cohérents sont utilisés.

Kaolinite (%)	O _F (mm)	d _{15f} (mm)	d ₈₅ (mm)	Résultats d'essais	Prévision Foster	Prévision Sherard
10	4	20	0,65	érosion si $i > i_{cr}$	érosion	érosion
20	//	//	0,64	//	//	//
30	//	//	0,62	//	//	//
10	0,08	0,4	0,65	faible érosion si $i > i_{cr}$	pas d'érosion	pas d'érosion
20	//	//	0,64	//	//	//
30	//	//	0,62	//	//	//

Tableau 17 : Confrontation des critères filtre avec l'expérimentation

Pour un filtre de 4 mm les critères sont comparables aux mesures si le gradient hydraulique critique est dépassé. Par contre pour les filtres de 0,08 mm les critères ne prévoient pas d'érosion malgré l'existence d'un faible départ de particules fines et de la suffusion (observé par une baisse de perméabilité). Les critères granulométriques sont donc adaptés pour prédire un départ massif de particules et sont par contre inadaptés pour prédire la suffusion.

III.2.4. Bilan de la première campagne d'essais

Les résultats de cette première campagne d'essais sur prototype initial sont intéressants et ont permis de valider le bon fonctionnement du banc. Le capteur optique permet de déterminer avec précision l'initiation et le développement de l'érosion interne. Grâce à ce capteur optique nous avons montré qu'il existe un seuil de gradient hydraulique pour lequel il y a un départ d'argile, accompagné ensuite d'un départ de sable. Le départ d'argile a comme conséquence une chute importante (facteur 10) de la perméabilité globale de l'échantillon. Ces essais doivent être complétés car des problèmes expérimentaux inhérents au protocole et au prototype perturbent régulièrement les essais, limitant ainsi le nombre d'essais exploitables :

- Le débit généré par le GDS n'est pas suffisant pour maintenir un gradient hydraulique constant et pour maintenir une pression de confinement lors du départ de grains de sable ;
- Le capteur de déplacement ne nous donne pas de résultat exploitable à cause du frottement existant entre la cellule triaxiale et le piston ;
- La pesée de l'effluent par la balance est perturbée par la rigidité du flexible reliant la cellule triaxiale et le bac de récolte ;

- Les essais ne sont pas suffisamment répétitifs à cause de la saturation incomplète des échantillons, le degré de saturation n'étant pas systématiquement identique d'un essai à l'autre.

Une deuxième campagne d'essais doit donc être réalisée avec, au préalable, des améliorations appropriées au prototype et aux protocoles expérimentaux.

III.3.Amélioration du processus expérimental et deuxième campagne d'essais

Dans le but d'accroître la précision des mesures et la répétitivité des essais, le banc expérimental ainsi que le protocole font l'objet d'améliorations, exploitées dans une seconde campagne d'essais réalisée pour affiner l'interprétation des phénomènes qui régissent l'érosion interne.

III.3.1. Améliorations du prototype et du protocole

III.3.1.1. Amélioration du circuit d'injection

Nos contrôleurs de pression/volume ont un débit d'injection qui ne peut dépasser $15 \text{ mm}^3/\text{s}$, par commande informatique et $74 \text{ mm}^3/\text{s}$ via le clavier de l'appareil. Ces valeurs peuvent s'avérer insuffisantes pour des échantillons contenant un pourcentage d'argile inférieur à 30%. Pour remédier à cette limite du montage, nous avons créé une cellule d'injection. Elle consiste en une cellule fermée en PVC de 20 cm de diamètre et de 20 cm de haut. Cette cellule est pesée au cours des essais et la pression interne est contrôlée avec une valeur maximale de 70 kPa. Le débit d'injection peut ainsi atteindre des valeurs suffisantes pour les échantillons testés tout en permettant le contrôle du gradient appliqué et le suivi du débit injecté (figure 56).

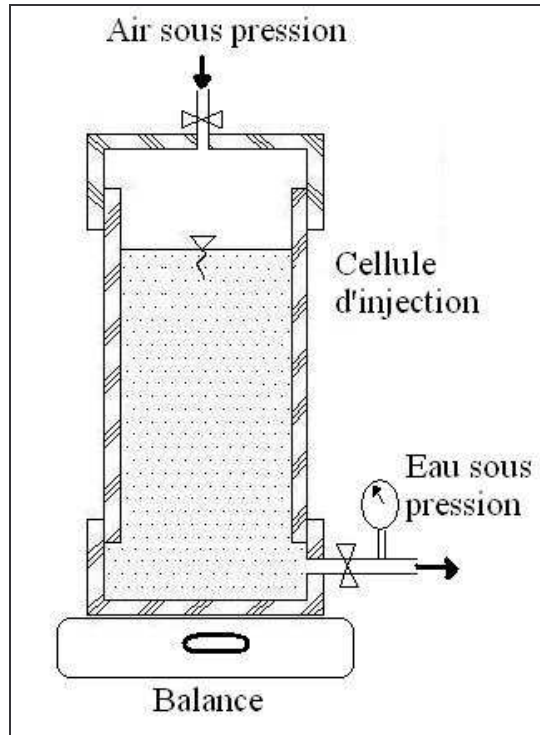


Figure 56 : Schéma de la cellule d'injection

L'erreur relative du débit injecté, qui s'exprime comme la somme des erreurs relatives sur la pesée et la durée, est comprise entre 0,04% et 2%.

III.3.1.2. Amélioration du système de confinement

En présence d'érosion de sable, les variations volumiques des échantillons au cours des essais excèdent les limites de débit des contrôleurs de pression/volume indiquées précédemment. Nous avons créé une cellule de confinement semblable à la cellule d'injection (figure 56) qui est utilisée pour maintenir le confinement quelle que soit l'évolution volumique de l'échantillon. La pression maximale supportée par cette cellule est 250 kPa.

L'erreur relative sur la détermination de la variation de volume de l'échantillon, fonction de l'erreur relative de la pesée, est de l'ordre de 1%.

Afin de mesurer les déformations axiales des échantillons en cours d'essais, nous avons planifié l'acquisition de capteurs de déplacement logeables à l'intérieur des cellules. Un prototype de support de capteur permettant la sortie du câble a été réalisé. Cependant la livraison de capteurs défectueux (étalonnage) et des retards dans la réalisation des pièces définitives n'ont pas permis la mesure fiable des déformations axiales dans des délais compatibles avec la date d'achèvement de cette thèse.

III.3.1.3. Amélioration du circuit effluent

A plusieurs reprises, des difficultés de mesure sur la pesée de l'effluent ont été générées par le manque de souplesse de la conduite reliant la cellule au bac de récolte. Pour garantir à la fois la pesée de l'effluent et la saturation de l'échantillon, nous positionnons un nouveau bac sous la cellule, à la verticale de celle-ci, l'extrémité de la conduite se situant sous le niveau initial de l'eau dans le bac (figure 57).

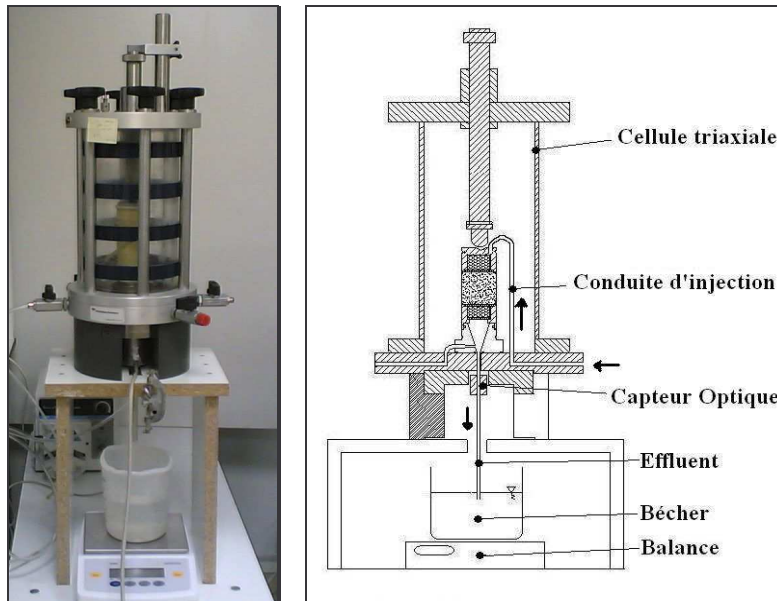


Figure 57 : Photo et schéma de la cellule triaxiale modifiée avec son bac de récolte d'effluent

Dans le but de mesurer continûment la concentration de l'effluent même lors de l'érosion de sable et de parvenir à différencier la nature des grains érodés, nous avons développé un nouveau capteur optique. Il comporte quatre diodes électroluminescentes qui émettent des lumières de trois couleurs différentes (rouge, bleue, verte). De plus, deux intensités différentes de lumière rouge (figure 58) permettent de déterminer des concentrations solides dans des gammes complémentaires :

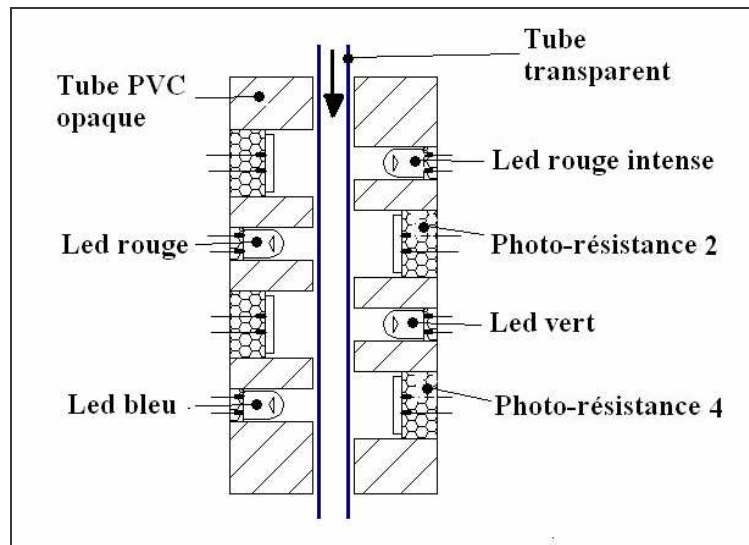


Figure 58 : Capteur optique à quatre voies

- Concentration comprise entre 0,1 et 15 mg/g, avec la diode rouge ;
- Concentration supérieure à 14 mg/g avec la diode rouge plus intense.

Par confrontation des intensités reçues pour les trois couleurs, ce nouveau capteur permet l'identification de l'initiation de la migration de grains de sable qui peut apparaître après celle de particules d'argile.

Pour un échantillon qui a subi un départ d'argile et de sable (A36), la figure 59 montre une grande augmentation de l'écart des concentrations optiques mesurées par deux Led. Par contre pour un échantillon (A18) qui n'a subi qu'une migration d'argile, ces écarts sont très petits.

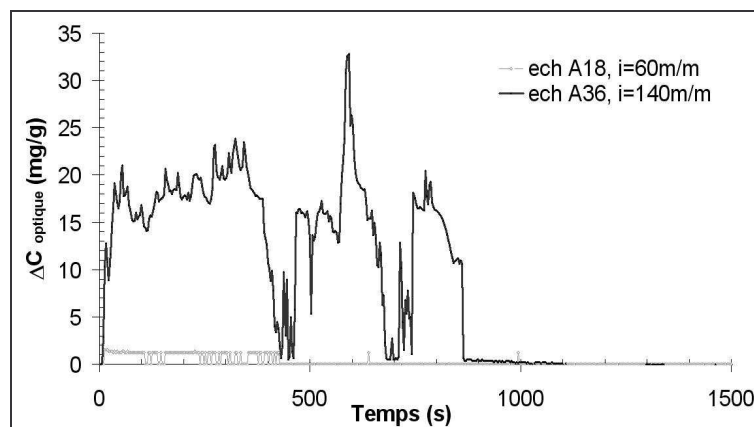


Figure 59 : Evolution des signaux optiques (10%, $\sigma_3 = 150$ kPa)

Ce capteur a la capacité de détecter la présence de sable dans l'effluent contenant de l'argile. De par l'impossibilité de réaliser l'étalonnage de ce capteur sur une solution homogène de sable et d'argile, nous ne pouvons pas quantifier la quantité de sable présente dans l'effluent.

III.3.1.4. Amélioration de la saturation

Le degré de saturation du sol étant un paramètre important pour caractériser l'érosion interne, il importe de le quantifier précisément.

Conformément à la note citée par la norme AFNOR NF P 94-074, l'application d'un faible gradient hydraulique peut être précédée de l'injection sous faible pression de dioxyde de carbone CO₂ qui présente la caractéristique d'être beaucoup plus miscible dans l'eau que l'air. Les degrés de saturation obtenus par cette procédure sont nettement améliorés :

- Pour des échantillons contenant 10% de kaolinite, $S_r \approx 97\%$;
- Pour des échantillons contenant 20% de kaolinite, $S_r \approx 95\%$;
- Pour des échantillons contenant 30% de kaolinite, $S_r \approx 90\%$.

Dans le but de limiter l'incidence physico-chimique possible du dioxyde de carbone sur les échantillons, la durée d'injection de ce gaz est contrôlée dans le temps. Cette procédure plus efficace que les précédentes et permettant de limiter le gradient de saturation appliqué, sera utilisée pour la suite des essais.

III.3.2. Présentation des essais

III.3.2.1. Introduction

Nous testons l'influence des mêmes paramètres que lors de la première campagne puisque leur pertinence a été vérifiée précédemment. Nous complétons cette étude paramétrique par la recherche de l'influence de la pression de confinement et de la nature du sable pour quelques essais. Les valeurs des différents paramètres sont :

- Pourcentage de kaolinite : 5, 10, 20 et 30% ;
- Gradient hydraulique compris entre 5 et 160 m/m ;
- Ouverture des pores du filtre : 1 μm , 80 μm et 4 mm ;
- Pression de confinement : 100, 150, 200 et 250 kPa ;
- Nature du sable : sable de Loire (53 essais) ou de Fontainebleau (7 essais).

Le nombre total des essais s'élève à 60. La campagne d'essais est présentée par la figure 60.

Type de sable	kaolinite (%)	Filtre O _F (mm)	Confinement (kPa)	Gradient (m/m)	n° échantillon		
Loire	5	4	100	20	A	38	
				100	A	37	
	5			A	46		
	20			A	8		
				A	41		
	60			A	11		
	100			A	14		
				A	48		
				A	55		
				A	59		
	110			A	15		
	140			A	16		
	150		20	A	17		
				A	47		
			60	A	18		
			100	A	19		
				A	56		
			140	A	36		
				A	45		
				A	49		
	200		10	A	12		
			20	A	1		
					A	2	
					A	3	
			40	A	4		
			60	A	5		
			80	A	6		
			90	A	10		
			100	A	9		
			120	A	13		
			140	A	44		
			140	A	50		
			160	A	7		
			250	90	A	35	
				100	A	43	
				100	A	57	
				140	A	51	
					A	42	
				A	52		
		A		53			
	8	200					
	20	4	100	20	A	27	
				60	A	28	
				100		A	23
						A	24
						A	26
						A	54
			A		58		
			A		25		
	30				A	31	
					A	20	
			A		21		
			A		22		
Loire modifié	10		4	200	20	A	60
5					A	34	
10					A	40	
20					A	30	
60		A			29		
		A			39		
Fontainebleau		0,001			20	A	32
		0,08				A	33

Figure 60 : Tableau récapitulatif des essais de la 2^{ème} campagne sur prototype amélioré

Dans le but d'améliorer la compréhension des phénomènes, nous distinguons les essais au cours desquels seule une migration des particules argileuses est quantifiée, des essais où la migration de grains de sable est également obtenue. Par ailleurs nous préférons utiliser essentiellement le débit massique maximal plutôt que la masse érodée car au cours des essais le débit atteint rapidement sa valeur maximale qui est donc indépendante de la durée.

III.3.2.2. Erosion d'argile

III.3.2.2.1. Influence du gradient hydraulique sur l'érosion d'argile

L'augmentation du gradient hydraulique engendre une augmentation de la masse d'argile érodée. La figure 61 présente l'évolution du débit massique maximal en fonction du gradient (les échantillons contiennent 10% de kaolinite et la pression de confinement est fixée à 200 kPa).

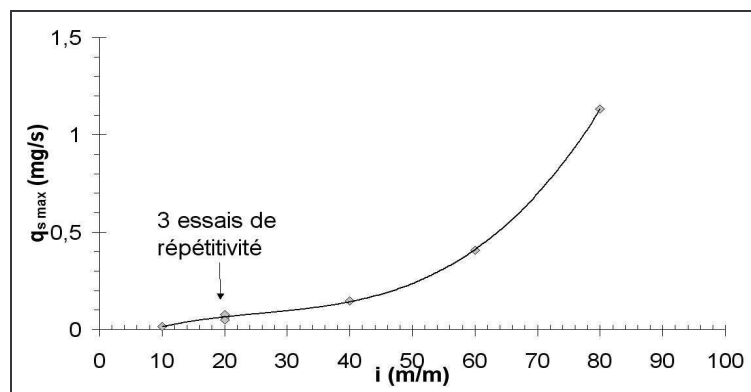


Figure 61 : Influence du gradient hydraulique sur l'érosion d'argile (10%, $\sigma_3 = 200$ kPa)

Les trois essais réalisés avec le même jeu de paramètres ($i = 20$ m/m, 10% d'argile, $\sigma_3 = 200$ kPa) permettent de souligner la bonne répétitivité des essais.

Nous pouvons également noter une grande variation du débit massique maximal qui peut être représenté par une loi exponentielle. En extrapolant nos valeurs nous pouvons identifier l'ordre de grandeur du gradient critique. En première approche nous pouvons l'établir à 5 m/m, valeur très proche de celle obtenue lors de la précédente campagne (4 m/m).

Toutefois cette valeur du gradient critique est imprécise et l'allure générale de la courbe met en évidence la difficulté d'identifier précisément cette valeur, d'autant plus qu'elle dépend de la précision du banc expérimental utilisé. Par ailleurs le gradient critique dépend

des caractéristiques intrinsèques des matériaux. Pour tenir compte de cette dépendance, nous étudions l'effet du pourcentage d'argile.

III.3.2.2.2. Influence du pourcentage de kaolinite sur l'érosion d'argile

La figure 62 présente les valeurs de débit massique maximal en fonction des valeurs du pourcentage d'argile. Ces mesures ont été réalisées sur des échantillons consolidés à 100 kPa et sollicités par un gradient hydraulique de 100 m/m.

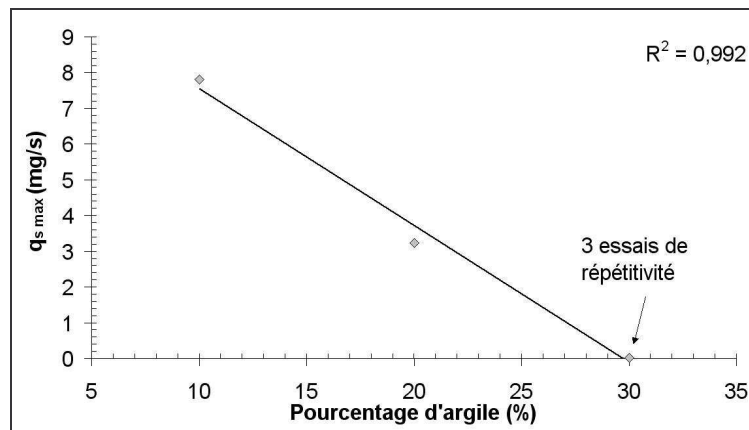


Figure 62 : Influence du pourcentage d'argile sur l'érosion d'argile ($i = 100$ m/m, $\sigma_3 = 100$ kPa)

Cette seconde campagne confirme bien que la résistance à l'érosion ($q_{s \max}$ faible) des sols testés augmente avec la proportion d'argile. A confinement identique et pour les fractions argileuses testées, l'accroissement du pourcentage d'argile engendre la réduction de la porosité.

Dans le but de tenir compte de l'effet du gradient hydraulique et de la porosité, nous calculons la contrainte hydraulique de cisaillement (équation 12). La figure 63 représente l'évolution du débit massique maximal en fonction de cette contrainte hydraulique, pour une pression de confinement de 100 kPa.

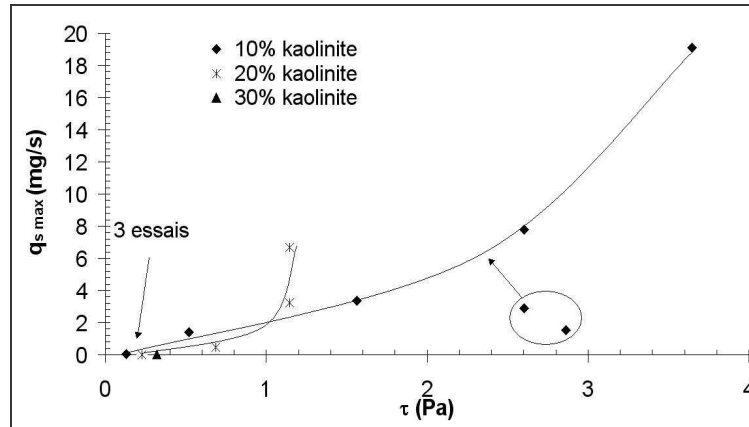


Figure 63 : Débit massique maximal en fonction de la contrainte hydraulique de cisaillement et du pourcentage d'argile ($\sigma_3 = 100$ kPa)

La corrélation n'est pas linéaire pour les différents pourcentages d'argile. Graphiquement à l'aide d'un agrandissement, nous pouvons déterminer la valeur critique de la contrainte hydraulique pour différents pourcentages en argile :

- Pour 10% d'argile, $\tau_{cr} = 0,13$ Pa ;
- Pour 20% $\tau_{cr} = 0,23$ Pa ;
- Pour 30% $\tau_{cr} = 0,32$ Pa .

Ces valeurs sont systématiquement plus élevées que celles obtenues lors de la première campagne. Cet écart peut avoir deux causes :

- Les différences de degré de saturation, or la saturation engendre une augmentation de la résistance à l'érosion ;
- Les éventuelles perturbations granulométriques induites par le précédent protocole de réalisation de la saturation par dépression.

La porosité initiale étant elle-même fonction de la consolidation, il importe d'étudier l'influence de la pression de confinement.

III.3.2.2.3. Influence de la pression de confinement sur l'érosion d'argile

Pour des échantillons constitués de sable et un confinement de type œdométrique, Papamichos et al (2001) notent que l'accroissement du débit massique avec la pression axiale appliquée déstabilise les échantillons. Nos essais réalisés sous confinement isotrope avec un gradient hydraulique de 20 m/m et 10% d'argile indiquent une évolution inverse (figure 64).

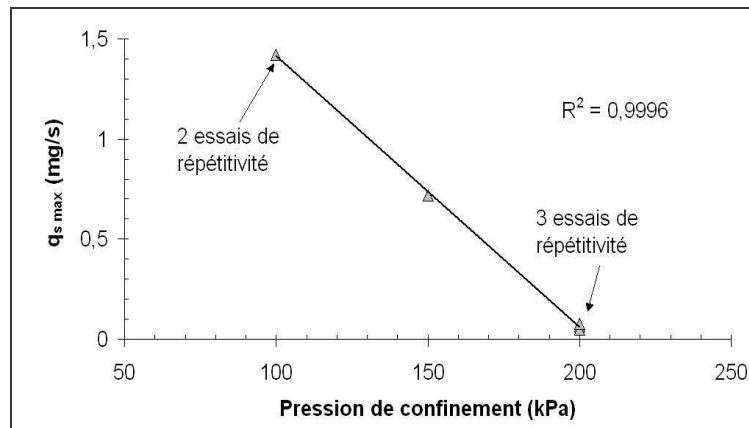


Figure 64 : Influence de la pression de confinement sur l'érosion d'argile ($i = 20$ m/m, 10%)

Cette diminution linéaire du débit massique maximal avec la pression de confinement met en évidence la nécessité d'utiliser une cellule souple pour solliciter les échantillons dans des conditions représentatives des conditions réelles.

L'accroissement de la pression de confinement et donc de la consolidation des matériaux induit une augmentation des liaisons de contact inter-particulaires et ainsi une augmentation de la résistance à l'érosion. L'action continue de la pression de confinement peut également être responsable de la restructuration des échantillons au cours de la suffusion.

Si nous considérons une fraction de l'échantillon à une cote donnée, une autre interprétation consiste à souligner que l'accroissement du gradient hydraulique produit localement une augmentation de la pression interstitielle et à pression de confinement constante, une diminution de la contrainte effective. L'effet de l'augmentation du gradient serait donc semblable à celui de la réduction de la consolidation des échantillons. Cette remarque n'est toutefois pas valide à la base de l'échantillon, où la pression interstitielle reste nulle.

Suivant la même procédure que précédemment, nous représentons le débit massique maximal en fonction de la contrainte hydraulique pour différentes valeurs de pression de confinement (figure 65).

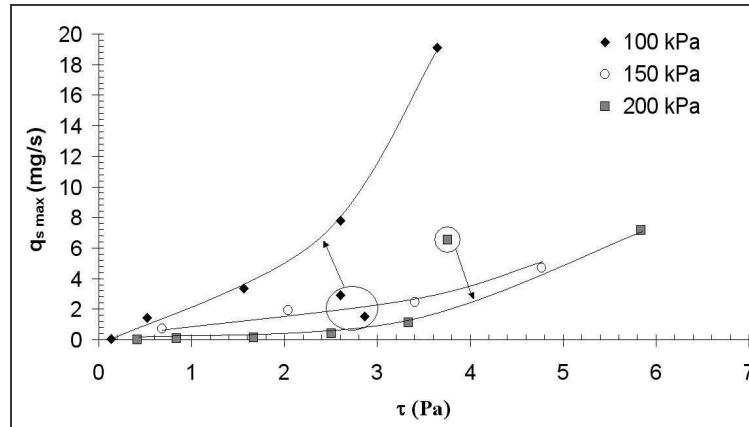


Figure 65 : Débit massique maximal en fonction de la contrainte hydraulique de cisaillement et de la pression de confinement (10%)

Pour obtenir un même débit massique maximal, la contrainte de cisaillement hydraulique semble devoir augmenter avec la pression de confinement. Indiquons néanmoins qu'un classement n'apparaît pas très distinctement, l'expression de la contrainte hydraulique ne permet donc pas de tenir compte précisément de l'effet de la pression de confinement sur le débit massique maximal.

Les différences observées entre nos échantillons et ceux testés par Papamichos et al (2001) peuvent avoir plusieurs motifs :

- La nature de la pression (isotrope / axiale) ;
- La nature des échantillons (sablo-argileux / sable) ;
- L'angularité des grains de sable et la nature des phénomènes observés (suffusion / renard).

Dans le cadre de cette thèse, il convient de tester l'effet de la pression de confinement sur l'instabilité par renard.

III.3.2.3. Erosion d'argile et de sable

III.3.2.3.1 Introduction

Considérons les échantillons A18 et A36, consolidés à 150 kPa et contenant 10% d'argile. Le premier, sollicité par un gradient de 60 m/m est l'objet d'une migration d'argile. La masse érodée (argile) est évaluée par voie optique à 60 mg. L'échantillon A36 qui subit un

gradient hydraulique de 140 m/m présente une masse érodée (argile et sable) évaluée par pesée de l'ordre de 40 g (figure 66).

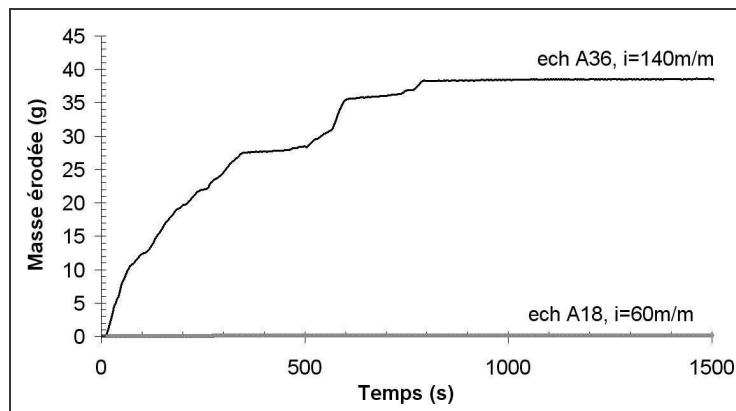


Figure 66 : Masse érodée cumulée en fonction du temps (10%, $\sigma_3 = 150$ kPa)

Cette érosion induit une importante variation volumique de l'échantillon (figure 67) (le volume initial de 110 cm^3) jusqu'à effondrement de l'échantillon, mettant ainsi en évidence le changement de mécanisme d'érosion. Comme lors de la précédente campagne, l'érosion d'argile et de sable se développe vraisemblablement sous la forme de renard à l'intérieur de l'échantillon.

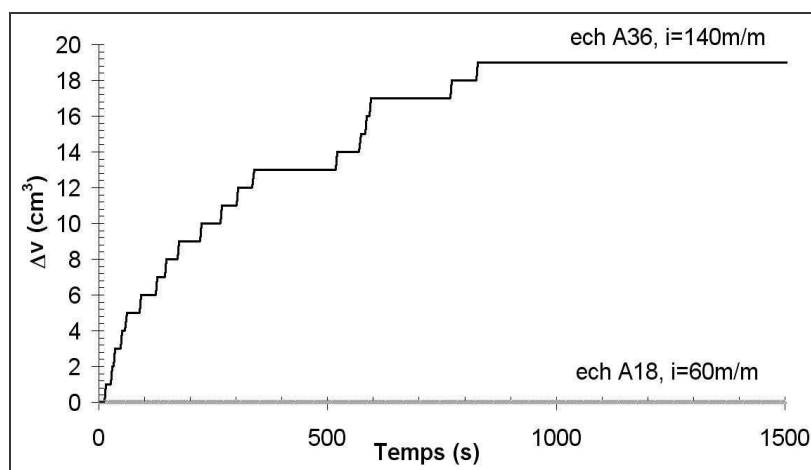


Figure 67 : Variation volumique en fonction du temps (10%, $\sigma_3 = 150$ kPa)

III.3.2.3.1 Influence de la pression de confinement et du gradient hydraulique

La figure 68 représente l'influence de la pression de confinement sur le débit solide maximal (mesuré par pesée pour l'érosion de sable). Nous constatons que l'augmentation de la pression de confinement tend à favoriser l'érosion du sable de l'échantillon.

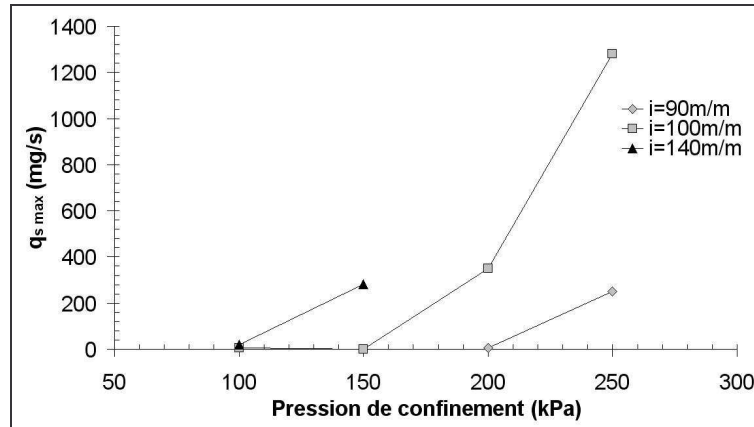


Figure 68 : Influence de la pression de confinement sur l'érosion d'argile et de sable (10%)

Ces résultats montrent l'importance de la pression de confinement sur le comportement des échantillons avec l'existence d'un second gradient seuil pour lequel il y a un départ de sable et d'argile. Ce gradient dépend de la pression de confinement, du pourcentage d'argile et du matériau.

Si ce gradient critique de renard n'est pas atteint, le confinement a tendance à augmenter la résistance de l'échantillon à la suffusion. Par contre si nous dépassons ce seuil, le développement de renard est favorisé.

Cet accroissement du renard par la contrainte de confinement corrobore les conclusions de Papamichos et al (2001) qui ont réalisé des essais sur des échantillons constitués uniquement de sable.

III.3.2.3.2 Influence des caractéristiques du sable

A l'image des essais réalisés avec du sable de Loire, les essais réalisés avec du sable de Fontainebleau montrent l'amplification du phénomène de renard par l'accroissement du gradient hydraulique (figure 69).

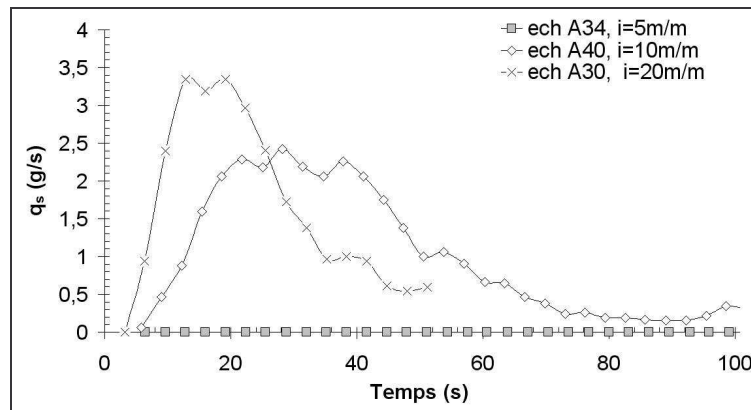


Figure 69 : Influence du gradient sur le renard pour le sable de Fontainebleau

Avec le sable de Fontainebleau, la valeur du gradient critique de renard (pour initier l'érosion d'argile et de sable) est de l'ordre de 10 m/m, c'est-à-dire une valeur 10 fois plus petite que celle obtenue lors des essais réalisés avec le sable de Loire. La confrontation des essais réalisés sur les deux sables avec un même jeu de paramètres (confinement de 200 kPa, 10 % de kaolinite et filtre de 4 mm) met en évidence (figure 70) de grandes différences de débit massique.

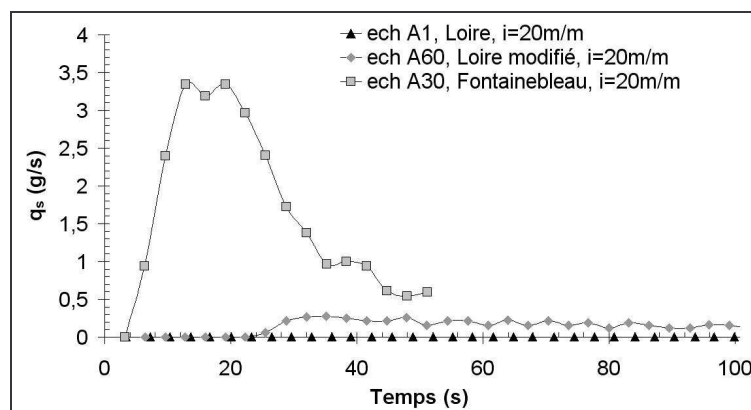


Figure 70 : Evolution du débit massique au cours du temps pour deux sables

L'application d'un gradient hydraulique de 20 m/m sur l'échantillon A30, constitué de 10% de kaolinite et de sable de Fontainebleau, provoque une érosion avec un débit massique maximal de 3,3 g/s. Sous le même gradient, l'échantillon A1 qui contient du sable de Loire subit une érosion avec un débit massique maximal de 3,8 mg/s, soit une valeur 900 fois plus petite. Ce grand écart de débit massique peut provenir de la granulométrie et des caractéristiques du sable.

Dans le but de différencier l'influence des caractéristiques du sable de l'influence de sa granulométrie, nous reproduisons la granulométrie du sable de Fontainebleau avec des grains de sable de Loire (éch. A60). L'application d'un gradient hydraulique de 20 m/m sur cet échantillon engendre une érosion avec un débit massique maximal de 0,27 g/s.

Par conséquent le débit massique maximal obtenu avec le sable de Fontainebleau (éch. A30) est 12 fois plus élevé que celui obtenu avec le sable de Loire modifié (éch. A60). Il serait intéressant ultérieurement d'identifier les caractéristiques du sable favorisant l'érosion interne.

III.3.3. Bilan des essais sur prototype amélioré

Les modifications du protocole et du prototype se sont avérées judicieuses :

- Le degré de saturation des échantillons a augmenté ;
- Le suivi optique de l'érosion de sable n'amène plus de saturation du signal ;
- La contrainte de confinement reste constante y compris lors de la rupture des échantillons ;
- La pesée de l'effluent n'est plus perturbée et le débit d'injection est adapté à l'étude de l'érosion de sable.

Ces éléments permettent d'obtenir une amélioration sensible de la répétitivité des essais et de la précision des mesures (% kaolinite, confinement, gradient hydraulique).

L'érosion de la fraction argileuse s'effectue sans modification notable de la granulométrie et du volume de l'échantillon mais avec une diminution de la perméabilité. Le mécanisme d'érosion est donc qualifié de suffusion et nous avons étudié l'impact de 3 paramètres sur son évolution.

La suffusion s'accroît avec le gradient hydraulique et l'étude de son initiation indique des valeurs de gradient critique de l'ordre de 3 m/m lorsque le degré de saturation est de 93% et 5 m/m pour un échantillon saturé. Ces valeurs sont toutefois difficiles à obtenir car dépendantes de la précision du montage utilisé et de la nature du sol étudié. Le pourcentage initial d'argile modifie notablement la suffusion : le débit solide maximal est doublé entre 20% et 10% d'argile.

Par ailleurs la porosité initiale du matériau est un paramètre fondamental qui dépend d'une part de la granulométrie et de la pression de confinement. Le débit solide maximum de suffusion est ainsi doublé pour une pression de confinement qui décroît de 150 kPa à 100 kPa.

Puisque la contrainte hydraulique de cisaillement est fonction des paramètres précités, il nous apparaissait intéressant de l'exprimer pour les différents essais. Cette approche permet d'identifier des seuils de contrainte pour initier la suffusion qui dépendent du pourcentage d'argile et de la pression de confinement :

➤ Pour $\sigma_3 = 100$ kPa :

$\tau_{cr} = 0,13$ Pa avec 10% d'argile ;

$\tau_{cr} = 0,23$ Pa avec 20% d'argile ;

$\tau_{cr} = 0,32$ Pa avec 30% d'argile .

➤ Pour $\sigma_3 = 200$ kPa et 10% d'argile : τ_{cr} est de l'ordre de 0,42 Pa

En ce qui concerne le développement de la suffusion, le calcul de la contrainte hydraulique de cisaillement repose sur une modélisation du sol (ensemble de tubes) qui apparaît trop éloignée de la réalité.

Pour améliorer la modélisation du phénomène de suffusion, une première approche fera l'objet de la partie IV.

L'augmentation du gradient hydraulique au delà d'une seconde valeur seuil permet d'initier l'érosion de grains de sable. Cette érosion se développe rapidement par érosion régressive et génère l'effondrement de l'échantillon. Elle peut donc être qualifiée de renard.

Les valeurs du gradient critique de renard sont très grandes et comme pour la suffusion, fonction du pourcentage d'argile et du confinement. Plus précisément, pour des pourcentages d'argile supérieurs à 10%, nous n'avons pas observé de renard et avec 10% d'argile, le gradient critique de renard est de l'ordre de :

➤ 90 m/m avec $\sigma_3 = 200$ kPa ;

➤ 100 m/m avec $\sigma_3 = 150$ kPa ;

➤ 140 m/m avec $\sigma_3 = 100$ kPa.

Ces valeurs soulignent le rôle complexe du confinement sur l'érosion interne car contrairement à son action sur la suffusion, le confinement amplifie le phénomène de renard.

Notre étude de l'initiation et du développement du renard a également permis de souligner l'incidence importante des caractéristiques des grains de sable qui n'est pas pris en compte par les critères actuels. Expérimentalement nous avons montré que le débit massique

maximal peut être 12 fois plus important avec deux sables de granulométries identiques mais d'origine différente.

Cette étude expérimentale ouvre ainsi de nombreuses perspectives de recherche pour quantifier le développement des renards et montre aussi le rôle important du confinement sur l'érosion interne.

IV. Comparaison entre expérimentation et première approche de modélisation

IV.1. Démarche scientifique

Les campagnes expérimentales que nous avons réalisées ont souligné la complexité des phénomènes de suffusion et de renard. L'initiation et le développement de ces phénomènes dépendent de plusieurs paramètres dont l'influence, quantifiée par nos essais est insuffisamment prise en compte par les critères existants. L'approche hydraulique qui consiste à calculer l'action de l'écoulement sur un sol modèle est apparue la plus propice à des évolutions susceptibles de tenir compte de cette influence des paramètres. Par ailleurs certaines interrogations demeurent sur les mécanismes responsables de la suffusion qui génèrent de très faibles variations internes difficilement quantifiables expérimentalement. Face à ces limites, il semble particulièrement intéressant de tenter une première approche de modélisation des phénomènes observés et de confronter les résultats avec notre étude expérimentale.

Nous proposons une première base de modèle théorique de l'érosion interne, avec pour principaux objectifs :

- De tester la représentativité d'un modèle de base prenant en compte érosion et transport ;
- De vérifier certaines hypothèses émises lors de l'interprétation des mesures ;
- D'ouvrir des perspectives de recherche sur l'influence des effets d'échelle ou sur l'estimation du comportement d'une large gamme de sols et de sollicitations difficilement réalisables en laboratoire.

L'exploitation de cette modélisation comporte une validation préalable (avec étude de sensibilité des paramètres) puis une confrontation avec les mesures.

J'ai réalisé cette première approche de modélisation en collaboration avec F. Rosquoët, ATER, sous la direction de D. Marot et A. Alexis. Bien qu'elle soit le résultat d'un travail d'équipe, nous avons choisi de la présenter ici car elle apporte un éclairage très intéressant sur la compréhension des phénomènes physiques en jeu lors des essais d'érosion.

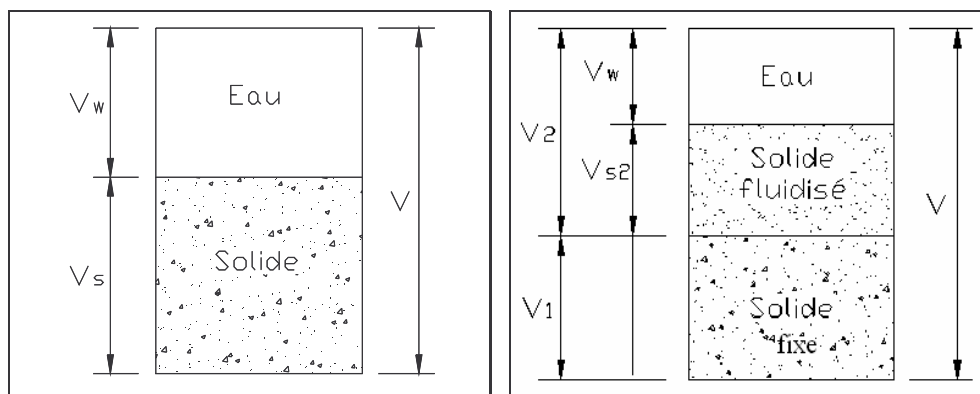
Ma contribution personnelle s'est plus concentrée sur la relation expérimentation / modélisation (essai de référence, cohérence de la modélisation, confrontations, prise en compte du dépôt, du colmatage).

IV.2. Modélisation de l'érosion de particules fines

Dans cette première approche de modélisation, nous nous intéressons seulement à la modélisation en une dimension longitudinale de la migration des fines.

IV.2.1. Définition des hypothèses et des variables

L'échantillon initial peut être représenté comme un volume élémentaire composé de deux phases distinctes et continues : la phase solide et le fluide (figure 71a). Les volumes V_s et V_w représentent respectivement le volume de solide et le volume d'eau.



a) Représentation initiale

b) Représentation en cours d'érosion

Figure 71 : Volume élémentaire représentatif du sol

En cours d'érosion une troisième phase apparaît : les particules solides érodées que nous appellerons solide fluidisé dont le volume est noté V_{s2} (figure 71b). L'apparition de cette deuxième phase solide amène à prendre un système de notation pouvant représenter les proportions respectives des trois phases. Le fluide d'écoulement est alors constitué de l'eau et du solide fluidisé ($V_2 = V_w + V_{s2}$). Les solides sont répartis en solides fixes et solides fluidisés ($V_s = V_1 + V_{s2}$). Le matériau est donc représenté en une phase solide fixe et une phase de fluide concentré. Le volume de l'échantillon ($V = V_1 + V_2$) sera supposé constant. Cette hypothèse simplificatrice est caractéristique de cette première approche : elle ne permet pas la modélisation du développement de renard, au cours duquel les échantillons subissent une importante variation volumique.

Les variables qui permettent de définir le problème sont définies ci-après.

porosité globale:

$$n = \frac{V_w}{V} \quad (41)$$

porosité libre pour l'écoulement (variable caractéristique de l'ensemble des pores accessibles à l'écoulement du fluide concentré) :

$$n_e = \frac{V_2}{V} \quad (42)$$

Avec :

$$V_2 = V_{w2} + V_{s2} \quad (43)$$

concentration volumique solide globale (même définition que la compacité)

$$c_s = \frac{V_s}{V} = 1 - n \quad (44)$$

concentration volumique solide du fluide :

$$c_{s2} = \frac{V_{s2}}{V_2} \quad (45)$$

Avec :

$$n = n_e (1 - c_{s2}) \quad (46)$$

$$\frac{V_{s2}}{V} = n_e c_{s2} \quad (47)$$

vitesses particulières:

$$v_w = \frac{q_w}{n} \quad (48)$$

$$v_2 = \frac{q_2}{n_e} \quad (49)$$

$$v_{s2} = \frac{q_{s2}}{c_{s2} n_e} \quad (50)$$

Avec :

q_w : vitesse de l'eau sur l'ensemble de la section de l'échantillon ($m.s^{-1}$) ;

q_2 : vitesse du fluide interstitiel sur l'ensemble de la section de l'échantillon (couramment nommée vitesse de filtration) ($m.s^{-1}$) ;

q_{s2} : vitesse des particules solides érodées sur l'ensemble de la section de l'échantillon ($m.s^{-1}$).

$$q_2 = q_w + q_{s2} \quad (51)$$

IV.2.2. Equations de conservation

L'équation de conservation de l'eau peut s'exprimer sous la forme :

$$\frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{m_w}{V} \right) + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{m_w}{V} v_w \right) = 0 \quad (52)$$

Avec :

m_w : masse de l'eau présente dans une couche élémentaire (g).

La masse volumique de l'eau étant supposée constante, l'équation précédente devient :

$$\frac{\partial n}{\partial t} + \frac{\partial q_w}{\partial x} = 0 \quad (53)$$

L'équation de conservation de la matrice solide non érodée s'exprime par :

$$\frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{m_{s1}}{V} \right) + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{m_{s1}}{V} v_{s1} \right) = j \quad (54)$$

Avec :

j : terme source massique d'érosion ou de dépôt (.).

La masse volumique des grains étant supposée constante, l'écriture simplifiée est :

$$-\frac{\partial n_e}{\partial t} = \frac{j}{\rho_s} \quad (55)$$

L'équation de conservation de solide érodé s'exprime par :

$$\frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{m_{s2}}{V} \right) + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{m_{s2}}{V} v_{s2} \right) = -j \quad (56)$$

dont l'écriture simplifiée est :

$$\frac{\partial}{\partial t} (c_{s2} n_e) + \frac{\partial}{\partial x} (q_{s2}) = -\frac{j}{\rho_s} \quad (57)$$

Bilan de la conservation solide globale :

$$\frac{\partial}{\partial t} [n_e (c_{s2} - 1)] + \frac{\partial}{\partial x} (q_{s2}) = 0 \quad (58)$$

qui peut se réécrire sous la forme :

$$\frac{\partial n}{\partial t} = \frac{\partial q_{s2}}{\partial x} \quad (59)$$

Bilan des équations de conservation :

Le volume total de l'échantillon étant supposé constant, nous pouvons écrire que le débit fluide ne varie pas le long de l'échantillon (équations 53 et 59) :

$$\frac{\partial q_2}{\partial x} = 0 \quad (60)$$

IV.2.3. Lois de comportement

IV.2.3.1. Loi d'écoulement

Dans le cas d'un écoulement laminaire, pour un nombre de Reynolds inférieur à 4, il est possible d'utiliser la loi de Darcy pour exprimer la vitesse d'écoulement :

$$q_2 = -k.i \quad (61)$$

La perméabilité hydraulique k est calculée en fonction de la perméabilité intrinsèque K (équation 13 chapitre I) qui elle-même peut s'exprimer en fonction de la perméabilité intrinsèque initiale et de la porosité libre à l'écoulement (relation de Kozeny-Carman) :

$$K = k \frac{\eta_2}{\gamma_2} \quad (62)$$

Avec :

η_2 : viscosité dynamique du fluide ($\text{kN.m}^{-1}.\text{s}^{-1}$) ;

γ_2 : poids volumique du fluide (kN.m^{-3}).

$$K = K_0 \frac{n_e^3}{(1 - n_e)^2} \quad (63)$$

Avec :

K_0 : perméabilité intrinsèque initiale (m^2).

Par ailleurs le gradient hydraulique du fluide dans une couche élémentaire est calculé par :

$$i = \frac{1}{\gamma_2} \frac{\partial u_2}{\partial x} \quad (64)$$

Avec :

u_2 : surpression hydrostatique du fluide (Pa).

Le poids volumique du fluide n'étant pas constant, nous introduisons par commodité la résistance hydraulique r , définie par :

$$r = \frac{\eta_2}{K} = \frac{\gamma_2}{k} \quad (65)$$

Nous pouvons exprimer le débit de l'écoulement :

$$\frac{\partial u_2}{\partial x} = -r q_2 \quad (66)$$

IV.2.3.2. Loi d'érosion

Papamichos et al. (2001) ont exprimé le débit massique par unité de masse sous la forme :

$$\frac{\dot{m}}{\rho_s} = \lambda_p (1 - n) q_2 \quad (67)$$

Avec :

λ_p : coefficient empirique de dimension de Papamichos (m^{-1}).

Suivant notre compréhension acquise lors des expérimentations, l'érosion à l'intérieur des pores est physiquement plutôt fonction de la vitesse particulaire du fluide v_2 (et non de la vitesse de filtration q_2) et agit sur la matrice non érodée (caractérisée par n_e et non n) : nous proposons une forme analogue mais mécaniquement différente de la loi d'érosion :

$$\frac{\dot{m}}{\rho_s} = \frac{\partial n_e}{\partial t} = \lambda (1 - n_e) v_2 \quad (68)$$

Avec :

λ : coefficient empirique de dimension (m^{-1}).

IV.2.3.3. Loi de transport des particules érodées

Nous pouvons considérer que les particules érodées se déplacent à une vitesse voisine ou plus faible que celle du fluide interstitiel. Nous définissons une expression de la vitesse des particules érodées qui permettent de tenir compte d'une éventuelle entrave au déplacement :

$$v_{s2} = \beta \cdot v_2 \quad (69)$$

Avec :

β : coefficient empirique de transport des particules (.).

En supposant l'isotropie des phénomènes, il vient :

$$q_{s2} = c_{s2} \cdot \beta q_2 \quad (70)$$

IV.2.3.4. Loi d'évolution de la viscosité du fluide interstitiel

La concentration du fluide interstitiel évoluant au cours de l'érosion, il importe de prendre en compte l'évolution de sa viscosité. La modification de cette viscosité est un phénomène complexe. Pour un fluide peu concentré de particules sphériques en mouvement lent, la relation d'Einstein permet de relier l'évolution de la viscosité à la concentration de la solution.

$$\eta = \eta_0 \left(1 + 2,5 c_{s2} \right) \quad (71)$$

Pour l'érosion de particules argileuses, le coefficient 2,5 pourrait être affiné dans une autre approche pour prendre en compte des fluides concentrés en utilisant les expérimentations de Migniot (1987).

Pour une concentration massique maximale lors des essais de l'ordre de 10 mg/g, on obtient une concentration volumique de $3,7 \cdot 10^{-3}$.

d'où :

$$\frac{\eta}{\eta_0} = 1,009 \quad (72)$$

La variation de la viscosité η avec la concentration est donc de l'ordre de 1%, nous négligerons cette variation dans cette première approche d'où :

$$\eta = \eta_0 \quad (73)$$

IV.2.4. Définition du système à résoudre

Dans le cas monodimensionnel, les équations précédentes conduisent à un système de deux équations différentielles à deux inconnues (la porosité libre à l'écoulement n_e et la concentration des particules solides dans le fluide c_{s2}).

$$\begin{cases} \frac{\partial n_e}{\partial t} = \frac{\lambda(1 - n_e)}{n_e} q_2 \\ \frac{\partial}{\partial t} [n_e (1 - c_{s2})] = q_2 \cdot \beta \frac{\partial}{\partial x} (c_{s2}) \end{cases} \quad (74)$$

Dans le cas d'un essai à gradient imposé (cas de la présente étude), il nous faut déterminer tout d'abord le débit d'écoulement (q_2) correspondant. Pour une hauteur de sol H et à l'aide de l'expression du débit d'écoulement (équation 61 et équation 66), nous pouvons écrire :

$$u_H - u_0 = \int_0^H \frac{\partial u}{\partial x} dx = \int_0^H r q_2 dx \quad (75)$$

Nous calculons la résistance hydraulique équivalente (moyenne de r) :

$$r_{\text{equiv}} = \frac{1}{H} \int_0^H r dx \quad (76)$$

q_2 ne dépendant pas de x (équation 60), nous obtenons :

$$q_2 = \frac{u_H - u_0}{H} \frac{1}{r_{\text{equiv}}} \quad (77)$$

$$\text{d'où : } q_2 = -k_{\text{equiv}} i_H \quad (78)$$

Avec :

$$i_H = \frac{1}{\gamma_w} \frac{u_H - u_0}{H} \quad (79)$$

et

$$k_{\text{equiv}} = -\frac{\gamma_w}{r_{\text{equiv}}} \quad (80)$$

IV.2.5. Résolution numérique

La résolution numérique du problème est réalisée par différences finies 1D. L'échantillon étudié est discrétisé en un ensemble de couches élémentaires. La couche élémentaire est référencée par l'indice i et l'instant par l'exposant n .

Pour discrétiser les expressions, on pose : $n_e(x) \rightarrow n_i$ et $c_{s2}(x) \rightarrow c_i$.

Nous utiliserons un schéma centré pour la discrétisation de l'espace et décentré (en avance) sur le temps.

$$\begin{aligned} \frac{\partial n_e}{\partial t} &= \frac{n_i^{n+1} - n_i^n}{\Delta t} = \lambda(1 - n_i^n) v_2 \\ \Leftrightarrow n_i^{n+1} &= n_i^n + \lambda \cdot v_2 \cdot \Delta t \cdot (1 - n_i^n) \end{aligned} \quad (81)$$

$$\frac{\partial c_{s2}}{\partial x} = \frac{c_{i+1}^n - c_{i-1}^n}{2\Delta x} \quad (82)$$

$$\frac{\partial}{\partial t} [n_e (1 - c_{s2})] = \frac{[n_i (1 - c_i)]^{n+1} - [n_i (1 - c_i)]^n}{\Delta t} \quad (83)$$

$$\frac{[n_i (1 - c_i)]^{n+1} - [n_i (1 - c_i)]^n}{\Delta t} = q_2 \cdot \beta \cdot \left[\frac{c_{i+1}^n - c_{i-1}^n}{2\Delta\Delta} \right] \quad (84)$$

$$\Leftrightarrow [n_i (1 - c_i)]^{n+1} = [n_i (1 - c_i)]^n + \frac{q_2 \cdot \beta \Delta t}{2\Delta\Delta} \cdot [c_{i+1}^n - c_{i-1}^n]$$

Les deux conditions initiales sont les suivantes :

Initialement, la porosité libre à l'écoulement est égale à la porosité initiale :

$$n_e(0, x) = n_0 \quad (85)$$

Initialement, la concentration de solide du fluide sur toute la hauteur de l'échantillon est nulle (le fluide est de l'eau claire) :

$$c_{s2}(0, x) = 0 \quad (86)$$

Les conditions aux limites sont :

en tête d'échantillon, pas de solide fixe ni fluidisé dans le fluide d'injection

$$\begin{cases} n_e(t, 0^-) = 1 \\ C_{s2}(t, 0^-) = 0 \end{cases} \quad (87)$$

La concentration de solide dans le fluide à la sortie de l'échantillon est égale à la concentration de la dernière couche soit :

$$c_{s2}(t, H^+) = c_{s2}(t, H^-) \quad (88)$$

IV.2.6. Etude de la convergence du modèle

La capacité de convergence d'un algorithme est son aptitude et sa rapidité à détecter la solution, à s'en rapprocher et finalement à l'atteindre. Deux paramètres peuvent avoir une forte influence sur la convergence de notre modèle : le pas de temps et le pas d'espace.

A partir des mesures effectuées avec un échantillon contenant 10% d'argile, confiné sous 200 kPa et soumis à un gradient hydraulique de 20 m/m, nous pouvons identifier les

valeurs caractéristiques de l'état initial et la valeur maximale de la porosité libre à l'écoulement :

- Perméabilité initiale $k_0 = 3.10^{-5}$ m/s ;
- Porosité initiale $n_0 = 0,33$;
- Porosité maximale $n_{\text{emax}} = 0,33002$. Les mesures effectuées pendant les essais expérimentaux de suffusion ont souligné l'extrême faiblesse des masses érodées.

A l'aide de ces mesures de masse érodée et en supposant la constance du volume de l'échantillon, nous pouvons calculer la porosité maximale. Elle correspond à la porosité finale de l'échantillon dans lequel on ferait circuler ultérieurement un faible écoulement d'eau claire (en quelque sorte pour le laver).

Conformément à la valeur énoncée par Papamichos et al (2001), le coefficient λ , lié à la loi d'érosion est fixé, pour cette étude de convergence, à 1.10^{-3} m^{-1} . La concentration des particules solides dans le fluide étant relativement faible (de l'ordre de 2 mg/g dans les cas les plus défavorables), la vitesse des particules érodée peut être supposée identique à la vitesse particulaire du fluide. Le coefficient de transport β est donc fixé à 1.

L'étude de la convergence va être réalisée sur les deux paramètres calculés, c'est-à-dire l'évolution de la concentration en bas de l'échantillon et l'évolution de la porosité globale en fonction du temps.

IV.2.6.1. Influence du pas de temps sur la convergence du modèle

Le pas de temps choisi n'a pas d'influence sensible sur le calcul de la porosité (figure 72). Il en est tout autrement, en ce qui concerne l'évolution de la concentration en fonction du temps (figure 73).

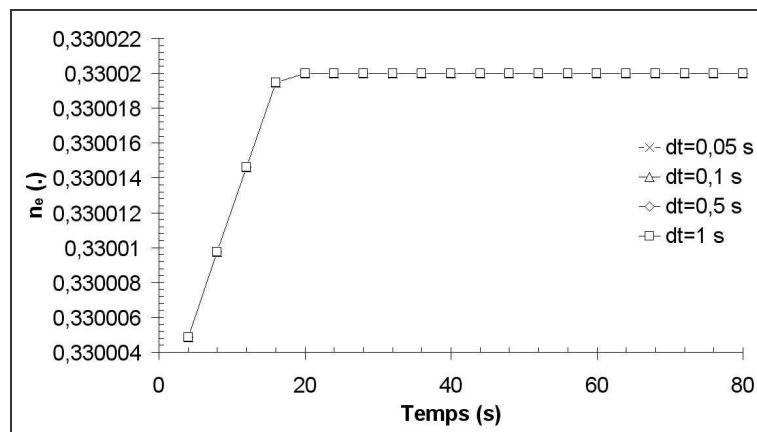


Figure 72 : Evolution de la porosité moyenne de l'échantillon en fonction du temps pour différents pas de temps

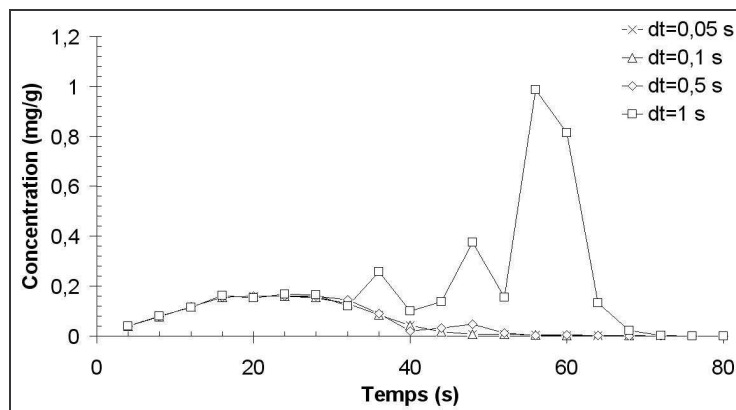


Figure 73 : Evolution de la concentration de l'effluent en fonction du temps pour différents pas de temps

Pour un pas de temps $dt = 1$ s, on note une divergence des résultats, qui se traduit par une forte variabilité de la concentration au cours du temps. Avec $dt = 0,5$ s, l'évolution de la concentration en fonction du temps semble plus cohérente. Toutefois de légers problèmes de convergence apparaissent pour un temps simulé entre 40 et 60 secondes. Pour un pas de temps inférieur à 0,1 s, aucun problème de convergence n'est noté. Nous choisissons pour le reste de l'étude : $dt = 0,05$ s.

IV.2.6.2. Influence du pas d'espace sur la convergence du modèle

Le pas d'espace n'a pas non plus d'influence sensible sur l'évolution de la porosité. Les résultats obtenus en discrétisant l'échantillon entre 1 et 50 couches semblent cohérents (figure 74). L'accroissement du nombre de couches permet d'améliorer la précision, toutefois

nous remarquons que lorsque le nombre de couches dépasse 50, le modèle ne converge plus et les résultats obtenus sur l'évolution de la concentration en fonction du temps peuvent devenir aberrants.

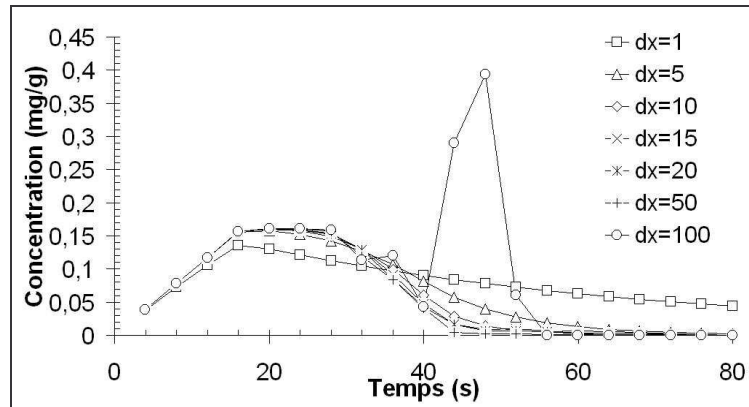


Figure 74 : Evolution de la concentration de l'effluent en fonction du temps pour différents pas d'espace

Nous avons donc choisi une discrétisation en 20 couches pour le reste de l'étude.

IV.3. Effet de la variation des paramètres du modèle

Dans un premier temps nous allons tester les variations des paramètres de notre modèle par rapport à un seul essai réalisé lors de notre étude expérimentale. Le modèle ne différencie pas le sable de l'argile et le volume de l'échantillon étant supposé constant, seule la suffusion d'argile peut être modélisée. Nous choisissons comme essai de référence l'essai A1 qui a été réalisé sous gradient constant de 20 m/m, avec un échantillon composé de 10% de fines et soumis à une pression de confinement de 200 kPa. La figure 76 présente les résultats obtenus expérimentalement.

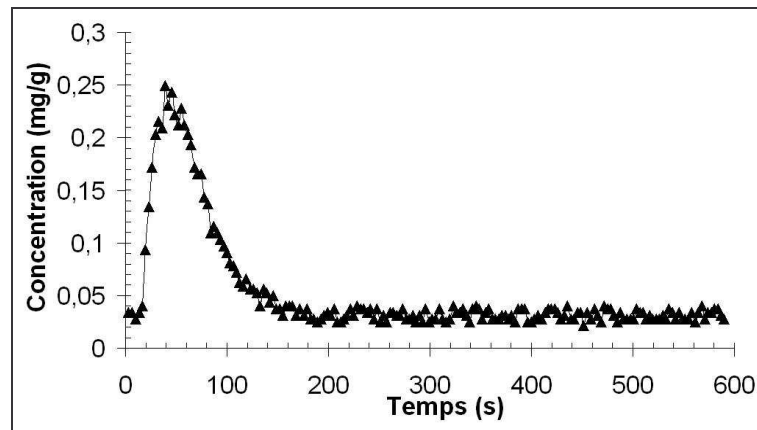


Figure 75 : Evolution de la concentration massique (A1; $i = 20$ m/m; 10% de fines; $\sigma_3 = 200$ kPa)

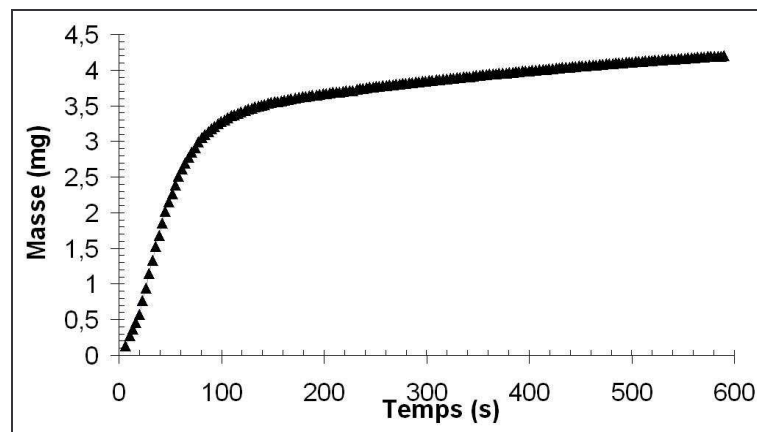


Figure 76 : Evolution de la masse érodée cumulée (A1 ; $i = 20$ m/m ; 10% de fines ; $\sigma_3 = 200$ kPa)

Le test du modèle est réalisé à partir de trois paramètres : les 2 coefficients empiriques λ et β (présents respectivement dans la loi d'érosion et la loi de transport) ainsi que la porosité libre à l'écoulement maximale n_{emax} correspondant à un critère d'arrêt numérique de l'érosion.

IV.3.1. Effet de la variation du coefficient d'érosion λ

Avec $\beta = 1$ et $n_{\text{emax}} = 0,33002$ (calculée avec la masse érodée finale) nous étudions l'influence des valeurs de λ sur les variations de concentration en solide et celle de la masse érodée cumulée. La masse érodée cumulée est calculée par :

$$m = \rho_s \int_0^t c_{s2} q_2 dt \quad (89)$$

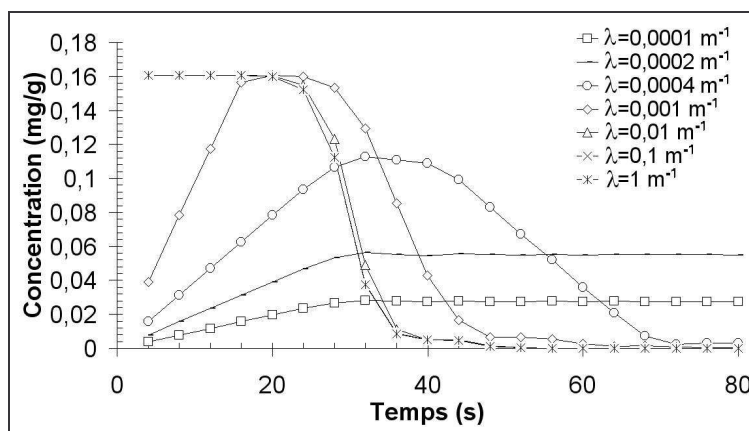


Figure 77 : Evolution de la concentration de l'effluent en fonction du temps pour différentes valeurs de λ

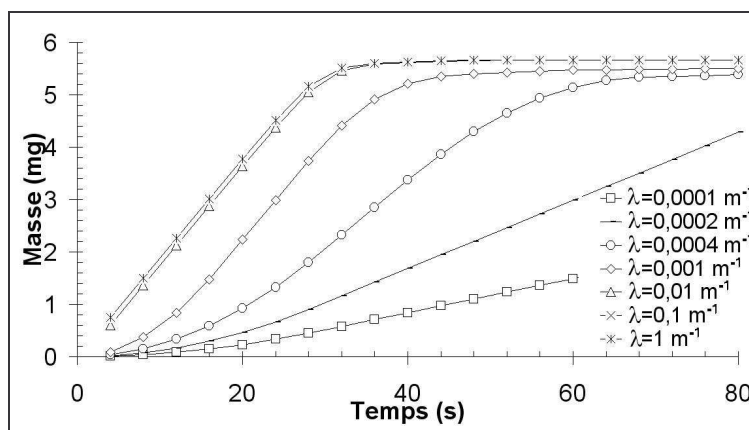


Figure 78 : Evolution de la masse en fonction du temps pour différentes valeurs de λ

Une valeur très faible de λ (10^{-4} m^{-1}) ne permet pas de modéliser correctement l'évolution de la concentration en fonction du temps (asymptote horizontale à 0,03 mg/g).

Pour des valeurs de λ comprises entre 0,001 et 1 m^{-1} , les allures des évolutions de la concentration et de la masse sont correctement reproduites. Nous remarquons que ce coefficient influence la vitesse d'initiation de l'érosion, pour un λ compris entre 0,01 à 1 m^{-1} l'initiation de l'érosion est extrêmement rapide. Par contre l'influence de ce coefficient sur la masse érodée cumulée est très faible et l'augmentation de λ au delà de $0,01 \text{ m}^{-1}$ n'a pas d'influence sensible sur son évolution.

On note que la valeur : $\lambda = 0,001 \text{ m}^{-1}$ permet de bien reproduire les évolutions obtenues expérimentalement de la concentration et de la masse érodée. Cette valeur est donc retenue pour la suite des calculs.

IV.3.2. Effet de la variation du coefficient de transport β

Pour $\lambda = 0,001 \text{ m}^{-1}$ et $n_{\text{emax}} = 0,33002$, nous étudions l'influence des valeurs du coefficient β .

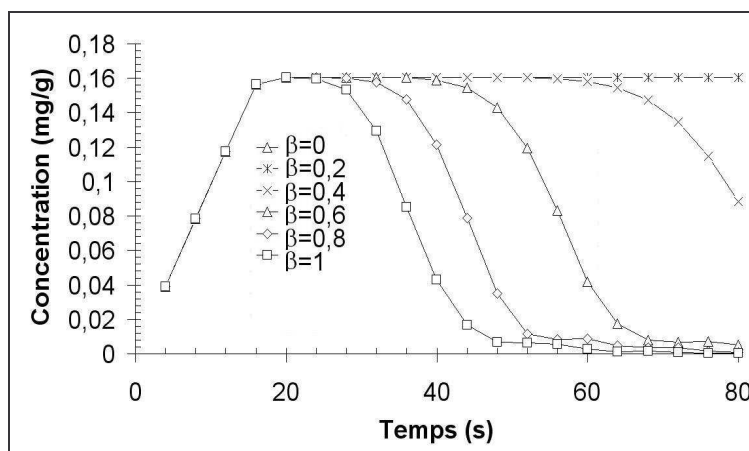


Figure 79 : Evolution de la concentration de l'effluent en fonction du temps pour différentes valeurs de β

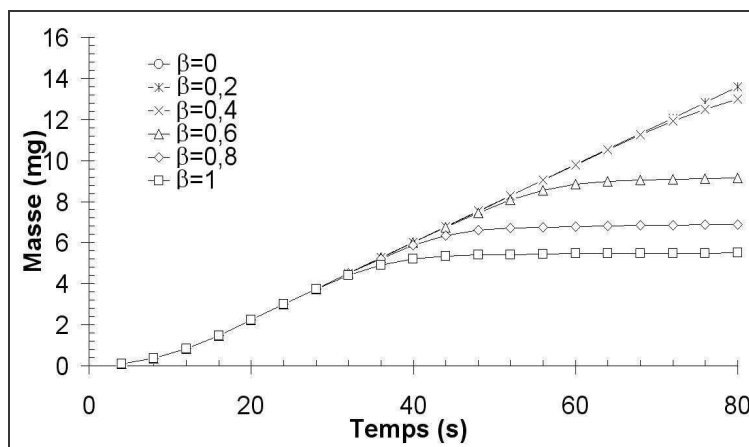


Figure 80 : Evolution de la masse en fonction du temps pour différentes valeurs de β

On note que le coefficient β n'influence pas la valeur maximale de la concentration. Il modifie la durée de la phase d'érosion (figure 79) et donc la valeur de la masse érodée

(figure 80). Plus précisément, un coefficient β inférieur à 1 a pour effet de ralentir l'érosion et des valeurs de β inférieures à 0,8 amènent la présence d'une stagnation de la concentration qui n'est pas observée lors des essais de suffusion. Nous pouvons même noter que pour des valeurs inférieures à 0,4 la vitesse des particules érodées est trop faible et la concentration en solide fluidisé ne varie plus. La masse érodée cumulée augmente alors continûment. La valeur de transport β est donc maintenue à l'unité pour les essais suivants.

IV.3.3. Effet de la variation de la porosité maximale n_{emax}

Même si la porosité finale a été déterminée à partir de la masse finale érodée mesurée expérimentalement et en supposant que le volume soit constant, il est intéressant d'étudier l'influence d'une légère modification de ce paramètre.

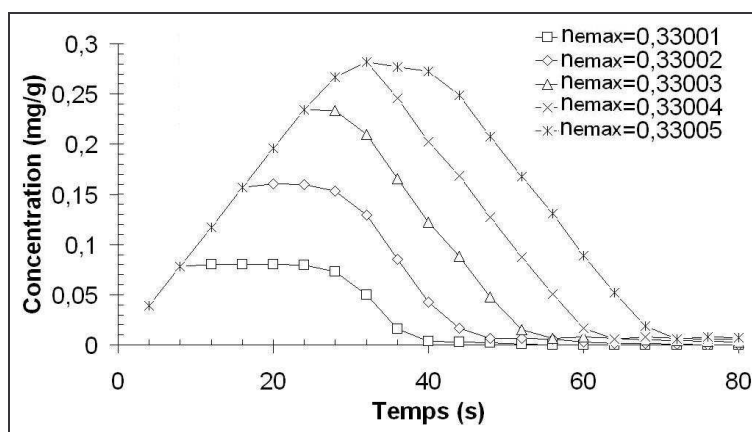


Figure 81 : Evolution de la concentration de l'effluent en fonction du temps pour différentes valeurs de n_{emax}

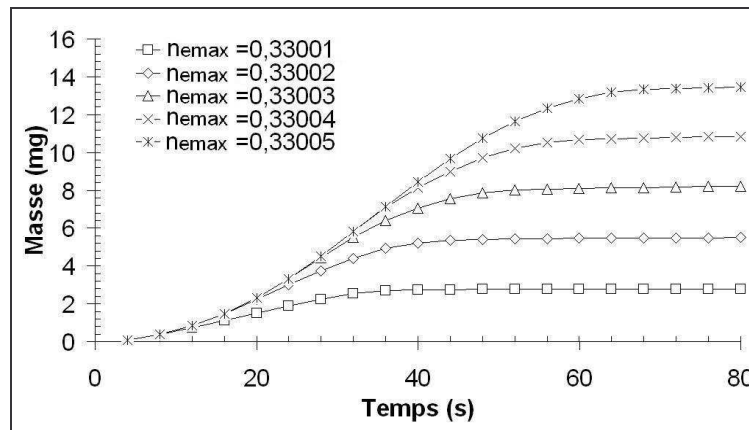


Figure 82 : Evolution de la masse en fonction du temps pour différentes valeurs de n_{\max}

Les grandes évolutions de concentration et de masse obtenues pour de très faibles variations de la porosité libre soulignent l'importance de ce paramètre et la faiblesse des évolutions de porosité globale au cours des essais de suffusion. Cette remarque corrobore donc nos observations expérimentales.

IV.3.4. Bilan des effets des variations

L'influence du coefficient λ n'est significative qu'en dessous d'un certain seuil ($0,01 \text{ m}^{-1}$). Une valeur de $0,001 \text{ m}^{-1}$ permet une bonne représentation de l'évolution de la concentration et de la masse érodée. Des valeurs du coefficient de transport β proches de l'unité semblent appropriées à la suffusion et la valeur maximale de porosité libre à l'écoulement est un paramètre prépondérant. Conformément à nos observations expérimentales, cette valeur est très proche de la porosité initiale.

IV.4. Analyse comparative des résultats expérimentaux et numériques

A partir de nos conclusions précédentes, nous fixons ici les valeurs des paramètres de simulation :

- $\lambda = 0,001 \text{ m}^{-1}$;
- $\beta = 1$;
- $n_{\max} = 0,33002$.

Les figures 83 ; 84 ; 85 et 86, permettent de confronter les mesures obtenues lors de l'étude paramétrique avec les résultats des calculs numériques. La figure 83 dresse l'évolution instantanée de la concentration de l'effluent.

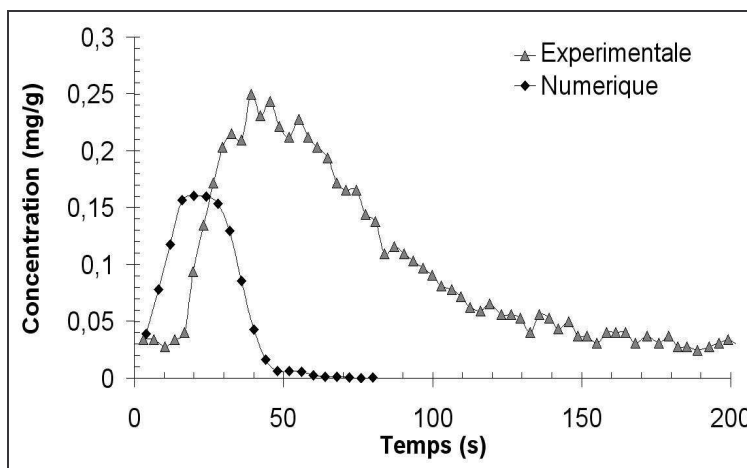


Figure 83 : Comparaison essai A1 et modélisation numérique (évolution de la concentration)

L'équation (31) nous permet de déterminer la masse érodée cumulée qui dépend de la concentration de l'effluent et du débit d'eau injecté (figure 84).

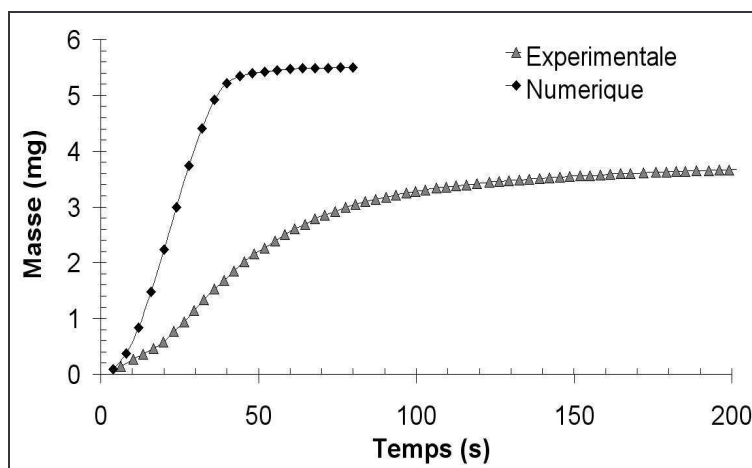


Figure 84 : Comparaison essai A1 et modélisation numérique (évolution de la masse)

Les figures 84 et 85 présentent l'évolution instantanée du débit et de la perméabilité.

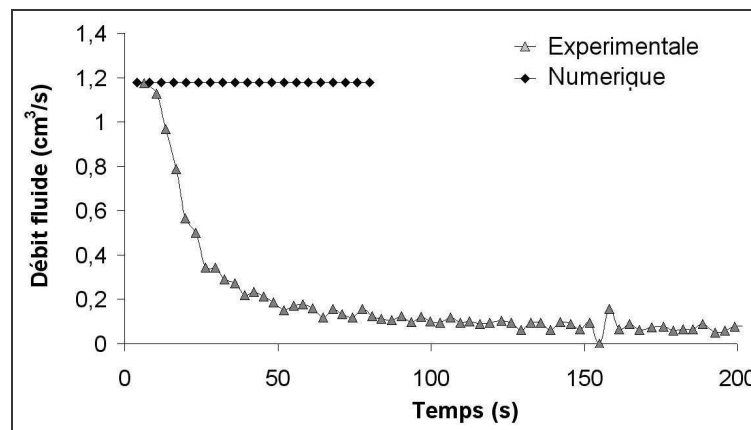


Figure 85 : Comparaison essai A1 et modélisation numérique (évolution du débit du fluide)

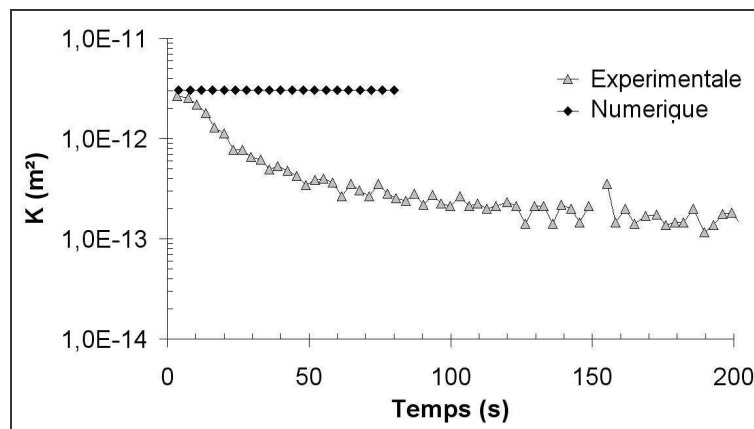


Figure 86 : Comparaison essai A1 et modélisation numérique (évolution de la perméabilité)

Nous remarquons que globalement les évolutions de concentration et de masse sont conformes aux résultats expérimentaux :

- Pour la concentration : accroissement jusqu'à un seuil puis diminution ;
- Pour la masse : accroissement jusqu'à une valeur asymptotique (le débit d'eau d'écoulement dans la parti expérimental.

Ce modèle de base permet donc d'obtenir des allures représentatives du phénomène observé expérimentalement.

Toutefois sans atteindre le seuil maximal, l'évolution calculée de la concentration est plus rapide que celle mesurée. Ces écarts de concentration influent sur les calculs de la masse cumulée qui dépendent également du débit injecté dont l'évolution n'est pas correctement

simulée. Les valeurs de masse cumulée s'accroissent ainsi plus rapidement et atteignent des valeurs plus élevées que les mesures.

Par ailleurs, expérimentalement lors de la suffusion, nous constatons une forte diminution (d'un facteur 10) de la perméabilité intrinsèque, que la simulation est incapable de reproduire (à cause de la très faible variation de la porosité). Ceci tendrait à montrer que la loi de perméabilité de Kozeny-Carman, intégrée dans cette première version du code n'est pas adaptée à la simulation de la suffusion. En effet lors de la phase expérimentale, nous avons émis l'hypothèse d'une restructuration interne complexe, à porosité globale quasi-constante pendant la suffusion.

Nous pouvons envisager la présence de variations volumiques localisées du matériau qui modifieraient localement la porosité libre à l'écoulement et donc la perméabilité intrinsèque. Cependant ces variations semblent difficilement décelables et quantifiables.

Nous pouvons également envisager un phénomène de dépôt partiel des particules érodées. Suivant ce processus, une partie des fines arrachées (par exemple de la partie supérieure de l'échantillon) pourrait subir une déposition (par exemple dans la partie inférieure de l'échantillon). L'autre partie des fines contribuerait à l'augmentation de la masse érodée en sortant de l'échantillon.

Ce mécanisme de dépôt concerne probablement une faible quantité de matériau puisque l'analyse des échantillons permet d'affirmer que le pourcentage d'argile n'est pas localement supérieur à 11% pour un échantillon initialement à 10%. Il est cependant physiquement probable qu'une faible quantité de fines nouvellement déposées (donc n'ayant pas subi l'action de la consolidation initiale) puisse venir colmater les pores principaux d'une couche inférieure. Ce colmatage modifierait très fortement la perméabilité locale et par conséquent la perméabilité globale.

Cette évolution complexe pourrait être simulée par trois lois de comportement : érosion / transport / dépôt. Les deux premières ayant été traitées de manière jugée satisfaisante ici, le dépôt serait à intégrer par exemple en utilisant un critère de concentration en solide érodé au dessus duquel le dépôt est possible.

La quantification de cette loi de dépôt / colmatage pourrait être envisagée par la réalisation d'essais à débit d'injection constant et non plus à gradient constant comme jusqu'ici. Ce type d'essai, bien que moins représentatif des conditions réelles d'un ouvrage

permet de simplifier le couplage dans le code des effets des migrations internes sur la perméabilité.

IV.5. Bilan de l'analyse comparative

Nous avons proposé une première modélisation du phénomène de suffusion qui est riche d'enseignements. Cette modélisation est résolue numériquement en différences finies 1D. L'étude de convergence du code permet d'identifier les valeurs appropriées de pas de temps et d'espace. Les effets des paramètres employés (λ , β , n_{emax}) sont observés par rapport à un essai expérimental de référence.

Bien que le modèle constitue une version de base, prenant ne compte seulement l'érosion et le transport, l'allure de l'évolution simulée ainsi que les ordres de grandeur de concentration et de masse érodée sont conformes aux mesures. La prise en compte de l'érosion et du transport sous les formes mécaniques proposées, bien qu'encore insuffisante en l'état, semble se révéler adaptée à la représentation des phénomènes principaux régissant la suffusion.

L'interprétation des écarts qui persistent, notamment sur la perméabilité, nous permet de proposer des perspectives d'évolution du code :

- Introduction d'une loi de dépôt d'argile associée à une loi de perméabilité de ces dépôts non consolidés ;
- Amélioration (ou suppression) du critère d'arrêt (n_{emax}) qui n'est pas intrinsèque jusqu'ici. En effet les lois de comportement doivent elles-mêmes pouvoir le représenter ;
- Reformulation du bilan de conservation permettant une variation volumique globale et locale de l'échantillon susceptible de réduire la porosité libre à l'écoulement et également d'envisager la prise en compte du renard.

Conclusion et perspectives

Conclusion générale

L'érosion interne est l'une des principales causes de rupture d'ouvrages en terre. La compréhension de ce phénomène nécessite une étude approfondie des interactions eau - sol. Un écoulement hydraulique peut en effet induire une migration de particules, ce qui provoque une modification des propriétés mécaniques et hydrauliques. La perméabilité de l'ouvrage en terre peut ainsi être localement considérablement modifiée, d'où des pertes d'étanchéité ou des surpressions interstitielles. La modification progressive de la structure du matériau peut être à l'origine de la rupture de l'ouvrage. Les mécanismes responsables de ces désordres sont complexes car ils mettent en jeu de nombreux phénomènes interdépendants dont l'étude est interdisciplinaire car placée à la frontière hydraulique - géotechnique.

Dans ce cadre, nous avons adopté la démarche scientifique suivante :

- Etude bibliographique expérimentale et théorique couvrant les domaines hydraulique et géotechnique ;
- Elaboration d'un système expérimental adapté à la problématique ;
- Observation et essais paramétriques ;
- Confrontation avec les résultats d'un modèle de base.

L'étude bibliographique a mis en évidence les différences d'approche entre hydrauliciens et géotechniciens ainsi que leur complémentarité. Toutefois nous avons constaté l'absence de dispositif expérimental adapté à l'étude de l'influence des écoulements sur l'érosion interne des sols sablo – argileux saturés.

Nous avons donc cherché à concevoir un prototype permettant d'atteindre cet objectif. Pour cela, nous avons tout d'abord effectué une série d'essais préliminaires ayant pour but :

- L'observation des phénomènes prédominants ;
- L'identification des paramètres prépondérants ;
- La définition d'un cahier des charges.

Ces essais sont ainsi à l'origine de la conception, de la réalisation et de la mise au point d'un dispositif expérimental original comportant :

- Des cellules à paroi souple permettant à la fois d'éviter les perturbations induites par des écoulements parasites, de réaliser une consolidation de l'échantillon, de suivre les grandes déformations ;
- Des systèmes d'injection d'eau et de collecte d'effluent permettant d'assurer le contrôle de l'écoulement et d'insérer différents types de filtre ;
- Un capteur optique de suivi de la concentration d'effluent ;
- Un système d'acquisition de données, automatisé et évolutif.

Ce prototype nous a permis d'effectuer des campagnes d'expérimentation qui ont abouti à un ensemble de résultats importants :

- Initiation de l'érosion par la migration d'argile accompagnée d'une diminution de la perméabilité, qui correspond à une érosion interne par suffusion ;
- Mise en évidence de l'amplification de la suffusion par la diminution du pourcentage d'argile, par la diminution de la pression de confinement ainsi que par l'accroissement de l'ouverture des pores du filtre ;
- Existence d'un second gradient critique, au-delà duquel l'érosion se développe de manière régressive puis engendre l'effondrement de l'échantillon, ce qui correspond à une érosion interne par renard ;
- Mise en évidence de l'amplification du phénomène de renard, conséquence de la diminution du pourcentage d'argile et de l'accroissement de la pression de confinement ;
- Mise en évidence de l'influence des caractéristiques du sable sur l'initiation et le développement du renard.

Dans un but d'évaluation des capacités d'un modèle de base, nous avons également effectué une étude théorique en érosion – transport de la suffusion dans les milieux granulaires, avec la résolution numérique simple associée. Cette première approche de la confrontation théorie – expérimentation nous a permis de simuler de manière satisfaisante l'allure des courbes d'évolution de concentration et de masse érodée.

L'ensemble des résultats obtenus contribue d'une part à la compréhension fondamentale du comportement du matériau et d'autre part à l'établissement d'une base de données intégrable dans la gestion des risques pour les ouvrages en terre.

Perspectives

La réalisation d'un prototype dédié à l'érosion interne des sols sablo-argileux et les résultats expérimentaux obtenus à l'aide de ce dispositif expérimental ouvrent de nombreuses perspectives de recherche :

- Extension de l'étude à d'autres sols ;
- Etude approfondie de l'influence des filtres sur l'érosion interne ;
- Extension de l'étude paramétrique ;
- Extension du dispositif expérimental proposé pour réaliser des essais d'érosion interne à débit constant ;
- Extension de la modélisation numérique avec prise en compte du dépôt ;
- Extension de l'étude à d'autres fluides et à d'autres milieux poreux.

Liste des notations

Notation	Dénomination	Unité
A	Section du tube	m^2
α	Taux d'érosion par unité de surface et par unité de contrainte de cisaillement	$kg.N^{-1}.s^{-1}$
β	Constante liée à la loi de transport	(.)
C	Coefficient empirique de Lane dépendent de la nature du sol	(.)
$c_{optique}$	Concentration massique du solide	$mg.g^{-1}$
c_s	Concentration massique du solide	$mg.g^{-1}$
c_{s2}	Concentration des particules solide dans le fluide	$l.l^{-1}$
Cu	Coefficient d'uniformité	(.)
Cu'	Coefficient d'uniformité après modification de la courbe	(.)
Cu _c '	Coefficient d'uniformité de sécurité	(.)
D	Etat de densité	(.)
d'	diamètre modifié des particules selon Giroud	m
d _i	Diamètre des particules du sol à i% du tamisât granulométrique	m
d _{if}	Diamètre des particules du filtre à i% du tamisât granulométrique	m
Δm	Variation massique	g
ΔP	Différence de pression	Pa
$\Delta P/\Delta L$	Gradient de pression	$N.m^{-3}$
\hat{e}	Taux d'érosion par unité de surface	$mg.cm^{-2}.min^{-1}$
e_0	Indice des vides initial	(.)
F _d	Pourcentage des particules dont le diamètre est inférieur à d	%
γ	Poids volumique	$kN.m^{-3}$
γ_d	Poids volumique sec	$kN.m^{-3}$
γ_{max}	Poids volumique maximum	$kN.m^{-3}$
γ_{min}	Poids volumique minimum	$kN.m^{-3}$
γ_s	Poids volumique des grains	$kN.m^{-3}$
γ_w	Poids volumique de l'eau	$kN.m^{-3}$
H	Pourcentage des particules dont le diamètre est compris entre d et 4d	%
h	hauteur d'échantillon	m
H'	charge hydraulique	m
η_2	Viscosité dynamique du fluide	$Kg.m^{-1}.s^{-1}$
η_w ou η_h	Viscosité dynamique de l'eau	Pa.s
i ou i _H	Gradient hydraulique	$m.m^{-1}$
i _{cr}	Gradient hydraulique critique	$m.m^{-1}$
i _{cTerzaghi}	Gradient hydraulique de Terzaghi	$m.m^{-1}$
i _R	Gradient hydraulique de renard	$m.m^{-1}$

ϑ	Taux d'érosion	mg.s^{-1}
j	Terme source massique de solide	(.)
k	Perméabilité hydraulique	m.s^{-1}
K	Perméabilité intrinsèque	m^2
k_0	Perméabilité hydraulique initiale	m.s^{-1}
L	Longueur d'un tube	m
λ	Paramètre empirique de la loi d'érosion	m^{-1}
L_h	Distance horizontale parcourue par l'eau	m
λ_p	Paramètre empirique de la loi d'érosion de Papamichos	m^{-1}
L_v	Distance verticale parcourue par l'eau	m
M	Masse de l'échantillon	kg
m	Masse érodée	kg
n	Porosité du sol	(.)
n_0	Porosité initiale	(.)
n_e	Porosité libre pour l'écoulement	(.)
O_F	Ouverture du filtre	m
P_{brut}	Pression hydraulique brut par la centrale	(.)
P_{capteur}	Pression hydraulique par le capteur	Pa
q_2	Vitesse de fluide concentré (solide fluidifié+fluide) sur l'ensemble de l'échantillon	m.s^{-1}
q_s	Débit massique des particules	mg.s^{-1}
q_w	Débit volumique de l'eau	$\text{m}^3.\text{s}^{-1}$
Re	Nombre de Reynolds	(.)
r_i	Rayon du tube ou du pore	m
ρ_s	Masse volumique des grains	kg/m^3
σ	Contraintes appliquées aux échantillons	Pa
s	Taux de variation du taux d'érosion	$\text{g.Pa}^{-1}.\text{cm}^{-2}.\text{min}^{-1}$
σ	Contrainte axiale	Pa
SAR	Taux d'absorption de sodium	meq.l^{-1}
S_{brut}	Teneur massique brut par la centrale	(.)
S_i	Surface par unité de masse pour le pore i	m^2
S_{optique}	Teneur massique par capteur optique	mg.g^{-1}
τ	Contrainte de cisaillement hydraulique	Pa
τ_{cr}	Contrainte critique de cisaillement hydraulique	Pa
τ_i	Contrainte de cisaillement hydraulique au pore i	Pa
ν	Viscosité cinématique du fluide	$\text{m}^2.\text{s}^{-1}$
u_2	Surpression	Pa
v	Vitesse de l'eau	m.s^{-1}
V	Volume total (solide+solide fluidifié+fluide)	m^3
v_2	Vitesse particulière du fluide concentré (solide fluidifié+fluide)	m.s^{-1}
V_2	Volume du fluide concentré (solide fluidifié+fluide)	m^3
V_s	Volume du solide	m^3

V_{s2}	Volume du solide fluidifié	m^3
V_u	Volume unitaire	m^3
V_w	Volume de l'eau	m^3
ω	Vitesse angulaire du cylindre extérieur	$tr.min^{-1}$
w_L	Limite de liquidité	%
w_P	Limite de plasticité	%

Références bibliographiques

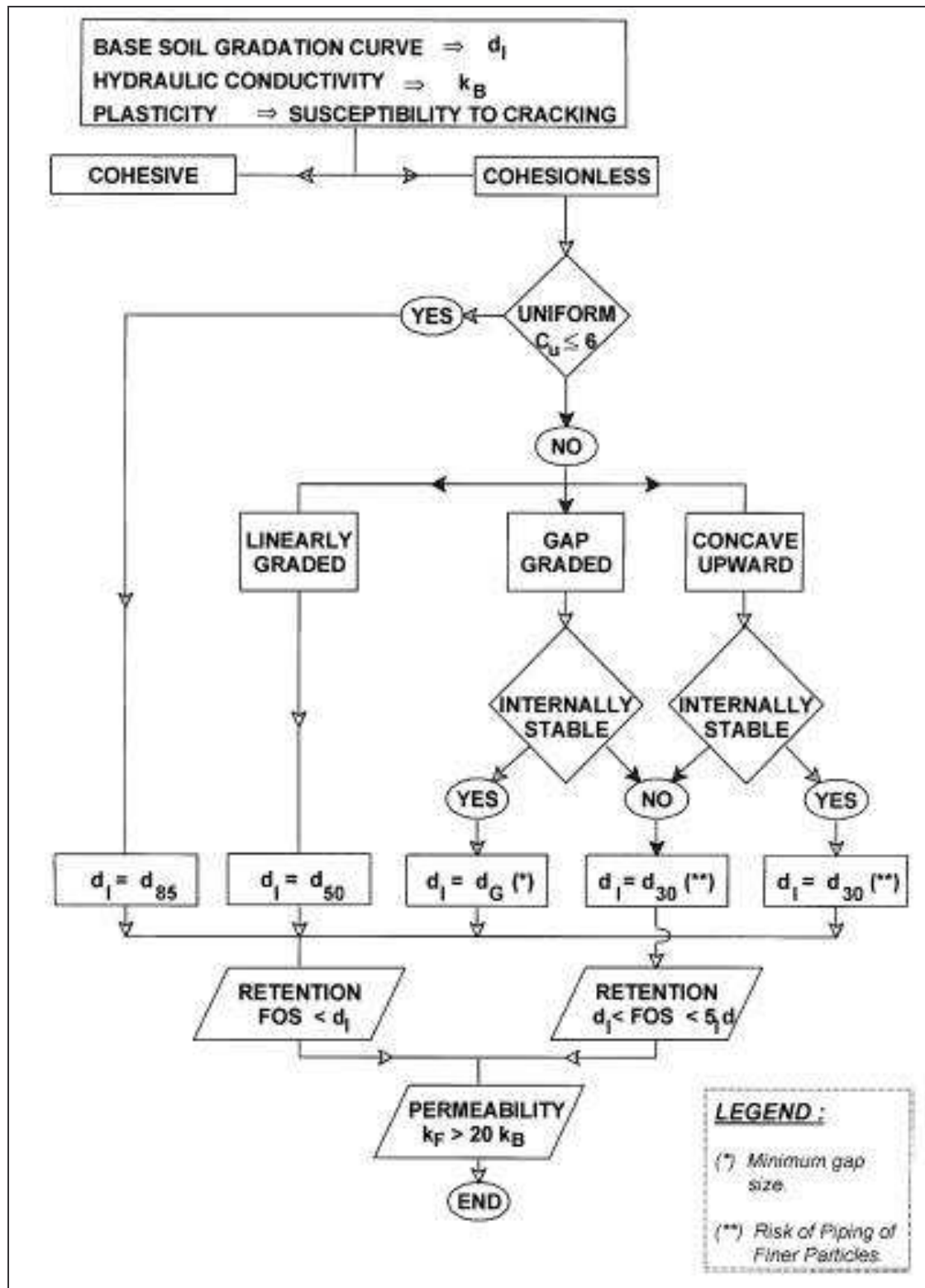
- AFNOR (NF P 94-074) (1994). «Essais à l'appareil triaxial de révolution» Association française de normalisation, p 271-291.
- ARULANANDAN K et PERRY E B. (1983) «Erosion in relation to filter design criteria in earth dams» Journal of Geotechnical Engineering, vol 109, n° 5, p 682-696.
- AYADAT , BELOUAHRI B et AIT AMMAR R. (1998) «La migration des particules fines comme approche d'explication du mécanisme de l'effondrement» Revue Française de géotechnique, n°83, p 73-81.
- BARAKAT B. (1991) «Instabilité aux écoulements des milieux granulaires, aspects morphologiques et probabilistes» Thèse Ecole Centrale de Paris, 135 p.
- BENDAHDANE F, MAROT D, ALEXIS A et ROSQUOËT F. (01-03 juin 2005) «Characterisation of internal erosion disturbances on sand/kaolinite samples», McMat 2005 ASCE, Baton Rouge, USA, 7 p.
- BENDAHDANE F, MAROT D, ALEXIS A et ROSQUOËT F. (24-27 mai 2005) «Experimental study of internal erosion on cohesive soils», 3rd Biot Conference ASCE, Oklahoma, USA, 6 p.
- BENDAHDANE F, MAROT D, ALEXIS A et THOMAS P. (3 et 4 juin 2004) «Etude expérimentale de l'évolution par érosion interne des matériaux d'ouvrage hydraulique en terre» 22^{èmes} Rencontres universitaires de Génie Civil, Marne-la-Vallée, 8 p, cyber proceedings.
- BENDAHDANE F. (2002) «Influence de l'écoulement sur la résistance des sols: étude expérimentale préliminaire» DEA Université de Nantes, 62 p.
- BLAIS J P. (2003) «Revue bibliographique sur l'érosion interne» rapport IREX, 179 p.
- CAMAPUM DE CARVALHO J, CRISPEL J, MIEUSSENS C et NARDONE A. (1987) «La reconstitution des éprouvettes en laboratoire ; théorie et pratique opératoire» Rapport de recherche LCPC, n°145, 54 p.
- CRUZ-LIMA M. (2004) «Erosion interne» Rapport post Doctoral, Laboratoire GeM, I.U.T. de Saint-Nazaire, 38 p.
- FOSTER M et FELL R. (may 2001) «Assessing embankment dam filters that do not satisfy design criteria » Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, p 398-407.

- FOSTER M, FELL R et SPANNAGLE M. (2000) «A method for assessing the relative likelihood of failure of embankment dams by piping» Canadian Geotechnical Journal, vol 37, p 1025-1061.
- FOSTER M, FELL R et SPANNAGLE M. (2000) «The statistics of embankment dam failures and accidents» Canadian Geotechnical Journal, vol 37, p 1000-1024.
- FRY J J, DEGOUTTE G et GOUBET A. (1997) «L'érosion interne : typologie, détection et réparation» Barrages & Réservoirs, n°6, 126 p.
- GARNER S J et SOBKOWICZ J C. (2002) «Internal instability in gap-graded cores and filters» Congrès annuel 2002 de l'ACB, Victoria, BC, Canada, Association canadienne des barrages.
- GIROUD J P. (2005) «Filter Criteria» International Workshop on internal erosion, EDF / IREX, Aussois, France.
- GOURC J P, FAURE Y H. (1992) « Soil particles, water... and fibres - A fruitful interaction now controlled » Geotextiles, Geomembranes and Related Products, Den Hoedt (ed) Balkema, Rotterdam, p 949-971.
- HÖEG K, LÖVOLL A et VASKINN K A. (2004) «Stability and breaching of embankment dams: field test on 6 m high dams» Hydraupower & Dams, Issu One, p 88-92.
- KENNEY T C et LAU D. (1985) «Internal stability of granular filters» Canadian Geotechnical Journal, vol 22, p 215-225.
- KENNEY T C, VAN VEEN W A, SWALLOW M A et SUNGAILA M A. (1992) «hydraulic conductivity of compacted-sand mixtures» Canadian Geotechnical Journal, vol 29, p 364-374.
- KHILAR K C, FOGLER H S et GRAY D H. (1985) «Model for piping-plugging in earthen structures» Journal of Geotechnical Engineering, vol 111, n° 7, p 833-846.
- LAFLEUR J, MLYNAREK J et ROLLIN A L. (1989) «Filtration of broadly graded cohesionless soils» Journal of Geotechnical Engineering, vol 115, n°12, p 1747-1768.
- LAFLEUR J. (1999) «Selection of géotextiles to filter broadly graded cohesionless soils» Geotextiles and Geomembranes, vol 17, p 299-312.
- LAUTRIN D. (2002) «Vieillissement et réhabilitation des petits barrages en terre» Cemagref éditions, 239 p.
- MAROT D, ALEXIS A et BENDAHDANE F. (25-27 avril 2005) «A specific triaxial device for the study of internal erosion on cohesive soils», international Symposium on internal erosion, EDF/Irex, Aussois, 7 p, à paraître.

- MAROT D, BENDAHDMANE F et ALEXIS A. (10-12 octobre 2005) «Parametric study of internal erosion on sand-clay samples», Alert Geomaterials Workshop, Aussois.
- MAROT D, BENDAHDMANE F et ALEXIS A. (13-14 juin 2005) «Initiation of piping on sand clay samples», Annual Meeting of the European Working Group on internal Erosion in Embankment Dams, Obernach, Allemagne.
- MIGNIOT C. (1987) «Synthèse des connaissances sur le tassement et la rhéologie des vases» Rapport, Laboratoire Central d'Hydraulique de France, 90 p.
- MONNET A. (1998) «Boulance, érosion interne, renard. Les instabilités sous écoulement» Revue Française de Géotechnique, vol 82, p 3-10.
- PAPAMICHOS E, VARDOULAKIS I, TRONVOLL J et SKJÆRSTEIN A. (2001) «Volumetric sand production model and experiment» International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, vol 25, p 789-808.
- REDDI L N et BONALA M V S. (1997) «Critical shear stress and its relationship with cohesion for sand-Kaolinite mixtures» Canadian Geotechnical Journal, vol 34, p 26-33.
- REDDI L N, LEE I et BONALA M V S. (2000) «Comparison of internal and surface erosion using flow pump test on a sand-kaolinite mixture» Geotechnical testing journal, vol 23, n°1, p 116-122.
- ROSQUOËT F, BENDAHDMANE F, MAROT D et ALEXIS A. (26-27 mai 2005) «Caractérisation expérimentale des phénomènes d'érosion interne sur des échantillons sablo-argileux» 23^{èmes} Rencontres universitaires de Génie Civil, Grenoble, 8 p, cyber proceedings.
- SCHIMMERLING P, SISSON J et ZAÏDI A. (1998) «Pratique des plans d'expériences» Edition technique & documentation, Paris, 526 p.
- SKEMPTON A W et BROGAN J M. (1994) «Experiments on piping in sandy gravels» Géotechnique, vol 44, n° 3, p 440-460.
- TAROG I. (2000) «Perméabilité et érosion interne des mélanges sable-argile, contribution théorique et expérimentale» Thèse Ecole Centrale de Lyon, 297 p.
- TOMLINSON S S et VAID Y P. (2000) «Seepage forces and confining pressure effects on piping erosion» Canadian Geotechnical Journal, vol 37, p 1-13.
- YALAMAS T. (2005) «Géomécanique de la production froide des huiles lourdes», Thèse, Ecole nationale des ponts et chaussées Paris, 156 p.

Annexes

Annexe 1 : Organigramme du critère de Lafleur 1999



Annexe 2 : Base de calcul des critères

N° d'essai	Critères	Base de calcul
1	Lafleur Kenney Giroud Foster Sherard Lane Léliavsky	$d_{75}=5 \rightarrow O_F / d_{75} = 1 = 1$ graphiquement avec $H/F > 1,3$ $O_F = 5 < 1.C_u^{',0,3}.d_{85}' = 25,6 \text{ (mm)}$ $d_{15f} / d_{85} = 2,08 < 7$ $d_{15f} / d_{85} = 2,08 < 4$ $\tau_{cr} = 0,08 d_{75} = 0,64 < 0,9 \text{ (Pa)}$ $\tau_{cr} = 0,166 d_{50} = 0,2 < 0,4 \text{ (Pa)}$
2	Lafleur Kenney Giroud Foster Sherard Lane Léliavsky	$d_{66}=2 \rightarrow O_F / d_{66} = 2,5 > 1$ graphiquement avec $H/F > 1,3$ $O_F = 5 < 1.C_u^{',0,3}.d_{85}' = 30,4 \text{ (mm)}$ $d_{15f} / d_{85} = 1,79 < 7$ $d_{15f} / d_{85} = 1,79 < 4$ $\tau_{cr} = 0,08 d_{75} = 0,88 < 0,9 \text{ (Pa)}$ $\tau_{cr} = 0,166 d_{50} = 0,16 \text{ (Pa)}$
3	Lafleur Kenney Giroud Foster Sherard Lane Léliavsky	$d_{85}=1,3 \rightarrow O_F / d_{85} = 3,8 > 1$ graphiquement avec $H/F > 1,3$ $O_F = 5 > 1.C_u^{',0,3}.d_{85}' = 2,24 \text{ (mm)}$ $d_{15f} / d_{85} = 19,23 > 7$ $d_{15f} / d_{85} = 19,23 > 4$ $\tau_{cr} = 0,08 d_{75} = 0,08 < 0,4 \text{ (Pa)}$ $\tau_{cr} = 0,166 d_{50} = 0,08 < 0,4 \text{ (Pa)}$
4	Lafleur Kenney Giroud Foster Sherard Lane Léliavsky	$d_{80}=1,3 \rightarrow O_F / d_{85} = 1,08 \approx 1$ graphiquement avec $H/F > 1,3$ $O_F = 5 > 1.C_u^{',0,3}.d_{85}' = 2,6 \text{ (mm)}$ $d_{15f} / d_{85} = 3,75 < 7$ $d_{15f} / d_{85} = 3,75 < 4$ $\tau_{cr} = 0,08 d_{75} = 0,07 < 0,4 \text{ (Pa)}$ $\tau_{cr} = 0,166 d_{50} = 0,04 < 0,9 \text{ (Pa)}$

N° d'essai	Critères	Base de calcul
5	Lafleur Kenney Giroud Foster Sherard Lane Léliavsky	$d_{85}=1,2 \rightarrow O_F/d_{85}=4,2 > 1$ graphiquement avec $H/F > 1,3$ $O_F=5 > 1.C_u'^{0,3}.d_{85}'=1,75 \text{ (mm)}$ $d_{15f}/d_{85}=20,83 > 7$ $d_{15f}/d_{85}=20,83 > 4$ $\tau_{cr}=0,08d_{75}=0,05 < 0,4 \text{ (Pa)}$ $\tau_{cr}=0,166d_{50}=0,08 < 0,4 \text{ (Pa)}$
6	Lafleur Kenney Giroud Foster Sherard Lane Léliavsky	Non applicable (sol cohérent) graphiquement avec $H/F > 1,3$ granulométrie complexe $d_{15f}/d_{85}=22,73 > 7$ $d_{15f}/d_{85}=22,73 > 4$ $\tau_{cr}=0,08d_{75}=0,05 < 0,4 \text{ (Pa)}$ $\tau_{cr}=0,166d_{50}=0,08 < 0,4 \text{ (Pa)}$
7	Lafleur Kenney Giroud Foster Sherard Lane Léliavsky	$d_{30}=1,8 \rightarrow O_F/d_{30}=0,86 < 1$ graphiquement avec $H/F > 1,3$ $O_F=5 < 1.C_u'^{0,3}.d_{85}'=39,3 \text{ (mm)}$ $d_{15f}/d_{85}=0,4 < 7$ $d_{15f}/d_{85}=0,4 < 4$ $\tau_{cr}=0,08d_{85}=1,12 > 0,9 \text{ (Pa)}$ $\tau_{cr}=0,166d_{50}=1,66 > 0,9 \text{ (Pa)}$

Annexe 3 : Programme des essais réalisés (première campagne)

Échantillon	i (m/m)	Poids volumique (kN/m ³)	Confinement (kPa)	O _F (mm)	kaolinite (%)	Observations
1	15	18	70	0,001	Bentonite	Essai de validation
2	//	//	70	//	//	//
3	//	//	70	//	//	//
4		16		4	10	Effondrement lors de la saturation
5		//		//	30	//
6	36	17	100	//	//	pas d'érosion
7	20	//	//	//	10	pas d'érosion+ pb saturation
8	10	//	//	//	//	//
9	//	//	//	//	//	//
10	57	//	//	//	20	érosion Kaolinite + Pb Bac
11	12 à 16	//	//	//	//	érosion Kaolinite + Pb Bac + pb saturation
12	56-62-80	//	200	//	30	érosion Kaolinite + détermination du seuil d'érosion
13	84 à 92	//	//	//	//	érosion Kaolinite + Pb Bac
14	44	//	//	//	//	Pb de Bac
15		//		//	//	effondrement lors de la saturation (saturation trop rapide)
16	92	//	200	//	//	érosion Kaolinite + Pb Bac
17	48	//	//	//	//	//
18	5 à 68	//	//	//	//	//
19	110 à 132	//	//	0,08	//	érosion en pic Kaolinite + Pb Bac
20	30	//	//	//	//	Pb de Bac
21	168	//	//	4	//	érosion Kaolinite + Pb Bac
22	2	//	//	//	10	érosion Kaolinite et sable
23	4	//	//	0,08	//	pas d'érosion
24	30	//	//	4	//	pas d'érosion+ pb saturation
25		//		//	//	mauvaise saturation
26		//		//	//	effondrement lors de la saturation
27	4	//	200	//	//	érosion Kaolinite et sable + effondrement
28		//	//	//	//	Pb de Bac
29 A	22	//	//	//	//	érosion Kaolinite et sable
29 B	4	//	//	//	//	pas d'érosion
30	2 à 34	//	//	//	//	érosion Kaolinite
31 A	27	//	//	0,08	//	//
32		//	//	4	//	fuite dans les raccords rapides
33		//	//	//	//	//
34		//	//	//	//	//
35		//	//	//	//	Pb de Bac
36A	27	//	//	//	//	érosion Kaolinite et sable
36B	2	//	//	//	//	pas d'érosion
37		//	//	//	//	mesure de porosité
38		//	//	//	//	//
39		//	//	//	//	//
40		//	//	//	//	Pb de saturation
41		//	//	//	//	//
42		//	//	//	//	//
43		//	//	//	//	érosion kaolinite
44		//	//	//	//	Pb de saturation
45		//	//	//	//	//
46	12	//	//	//	//	érosion Kaolinite et sable
47	8	//	//	//	//	//
48		//	//	//	//	Pb d'alimentation PC
49		//	//	//	//	//
50		//	//	//	//	érosion Kaolinite et sable
51		//	//	//	//	Pb de saturation
52	20	//	//	//	//	érosion Kaolinite et sable
53	20	//	//	//	//	//
54	/	//	//	//	//	Pb de courant dans le labo
55	/	//	//	//	//	//
56	/	//	//	//	//	//
57	/	//	//	//	//	//

Annexe 4 : Résultats de la deuxième campagne d'essais

Échantillon	i (m/m)	Confinement (kPa)	O _F	kaolinite (%)	Type de sable	Observations	Masse balance (g)	Masse optique (mg)	q _s (mg/s)
A 1	20	200	4	10	Loire	départ d'argile		3,80	0,06
A 2	//	//	//	//	//	//		3,71	0,05
A 3	//	//	//	//	//	//		2,70	0,08
A 4	40	//	//	//	//	//		7,96	0,15
A 5	60	//	//	//	//	//		17,75	0,41
A 6	80	//	//	//	//	//		65,34	1,13
A 7	160	//	//	//	//	départ d'argile et de sable	140,00		23725,00
A 8	20	100	//	//	//	départ d'argile		32,99	1,42
A 9	100	200	//	//	//	départ d'argile et de sable	10,90		350,00
A 10	90	//	//	//	//	départ d'argile		95,25	6,52
A 11	60	100	//	//	//	//		74,45	3,37
A 12	10	200	//	//	//	//		1,92	0,01
A 13	120	//	//	//	//	départ d'argile et de sable	150,00		46375,00
A 14	100	100	//	//	//	départ d'argile		131,48	7,80
A 15	110	//	//	//	//	//		118,57	1,53
A 16	140	//	//	//	//	//		323,05	19,10
A 17	20	150	//	//	//	//		21,77	0,72
A 18	60	//	//	//	//	//		59,99	1,91
A 19	100	//	//	//	//	//		114,88	2,48
A 20	//	200	//	30	//	Pb saturation			
A 21	//	//	//	//	//	//			
A 22	//	//	//	//	//	Pas d'érosion		0,06	0,00
A 23	//	100	//	20	//	départ d'argile		946,76	57,42
A 24	//	//	//	//	//	//		335,47	6,67
A 25	//	//	//	30	//	Pas d'érosion		0,04	0,01
A 26	//	//	//	20	//	départ d'argile		1194,18	3,23
A 27	20	//	//	//	//	//		1,99	0,01
A 28	60	100	//	20	//	//		29,59	0,45
A 29	//	200	//	10	Fontainebleau	départ d'argile et de sable	331,10		45437,50
A 30	20	//	//	//	//	//	84,30		3343,75
A 31	100	100	//	30	Loire	Pas d'érosion		0,07	0,01
A 32	20	200	0,001	10	Fontainebleau	départ d'argile		0,00	0,00
A 33	20	//	0,08	//	//	//		27,77	0,11
A 34	5	//	4	//	//	Pas d'érosion		11,33	0,05
A 35	90	250	//	//	Sable de Loire	départ d'argile et de sable	11,50		250,00
A 36	140	150	//	//	Loire	//	38,70		281,25
A 37	100	100	//	5	//	//	127,40		8500,00
A 38	20	//	//	//	//	//	3,60		6,63
A 39		200	//	10	Fontainebleau	Pb fuite			
A 40	10	//	//	//	//	départ d'argile et de sable	114,70		2419,35
A 41	20	100	//	//	Loire	départ d'argile		47,78	1,42
A 42		250	//	//	//	Pb fuite		5200,95	718,75
A 43	100	//	//	//	//	Pb saturation		223,21	2,88
A 44	140	200	//	//	//	//		814,57	7,08
A 45	140	150	//	//	//	//		139,18	0,88
A 46	5	100	//	//	//	départ d'argile		2,18	0,03
A 47	20	150	//	//	//	//		12,82	0,15
A 48	100	100	//	//	//	//		121,68	2,91
A 49	140	150	//	//	//	//		189,26	4,71
A 50	//	200	//	//	//	//		147,01	7,14
A 51	//	250	//	//	//	//		161,23	4,26
A 52		200	8	//	//	effondrement			
A 53		200	//	//	//	//			
A 54	100	100	4	20	//	départ d'argile		1056,28	86,02
A 55	//	100	//	10	//	//		286,26	3,38
A 56	//	150	//	//	//	//		138,34	0,70
A 57	//	250	//	//	//	départ d'argile et de sable	74,70		1281,25
A 58	//	100	//	20	//	départ d'argile		3914,00	404,00
A 59	//	//	//	10	//	//		382,00	6,18
A 60	20	200	//	//	Loire modifié	départ d'argile et de sable	41,00		274,00

Table des matières

Introduction	1
I. Etude bibliographique	5
I.1. Importance et complexité de la problématique	5
I.2. Définition et typologie de l'érosion interne	6
I.2.1. Synthèse et choix terminologiques	10
I.3. Etude bibliographique des essais réalisés	11
I.3.1. Matériels utilisés	12
I.3.1.1. Cellules à paroi rigide	12
I.3.1.2. Cellules à paroi souple	13
I.3.2. Matériaux testés	13
I.3.2.1. Matériaux artificiels	13
I.3.2.2. Matériaux naturels	13
I.3.2.3. Matériaux reconstitués	14
I.3.3. Méthodologies de préparation des échantillons	14
I.3.4. Nature de la sollicitation hydraulique	15
I.3.5. Bilan de l'étude bibliographique des essais	16
I.4. Etude bibliographique des modèles	16
I.4.1. Critères granulométriques	16
I.4.1.1. Présentation de l'approche granulométrique	16
I.4.1.2. Influence du filtre	18

I.4.2.	Critères hydrauliques	21
I.4.2.1.	Modèles empiriques pour déterminer la contrainte critique de cisaillement hydraulique :	27
I.4.2.2.	Méthodes expérimentales pour la détermination de la contrainte critique de cisaillement hydraulique :	28
I.4.3.	Modélisation statistique	35
I.4.4.	Conclusion	35
II.	<i>Elaboration de la phase expérimentale et proposition d'un banc d'essais</i>	39
II.1.	Contexte et démarche	39
II.2.	Etude préliminaire	39
II.2.1.	Principe	39
II.2.2.	Observations	41
II.2.2.1.	Echantillons constitués de sable et de gravier	41
II.2.2.2.	Echantillons constitués de sable	43
II.2.2.3.	Echantillon constitué de sable et d'argile	45
II.2.2.4.	Confrontation des observations avec différents critères	46
II.2.3.	Bilan des essais préliminaires	48
II.3.	Etude phénoménologique complémentaire avec plans d'expériences	49
II.3.1.	Objectifs	49
II.3.2.	Principe	49
II.3.3.	Descriptif des essais	51
II.3.4.	Résultats obtenus	52
II.3.5.	Bilan de l'étude phénoménologique	53

II.4. Proposition d'un prototype et d'un protocole	54
II.4.1. Principes fondamentaux du prototype	54
II.4.2. Descriptif du montage	54
II.4.2.1. Schéma général du prototype et de son environnement	54
II.4.2.2. Evaluation des précisions du prototype	61
II.4.2.3. Bilan de la proposition de prototype	63
II.4.3. Caractéristiques des matériaux utilisés	64
II.4.4. Proposition d'un protocole initial	65
III. Expérimentations sur prototype	69
III.1. Objectifs	69
III.2. Première campagne d'essais	70
III.2.1. Validation du protocole et du prototype initiaux	70
III.2.1.1. Validation de la réalisation des échantillons	70
III.2.1.2. Validation des essais de perméabilité	70
III.2.2. Présentation des essais	71
III.2.2.1. Introduction	71
III.2.2.2. Influence du gradient hydraulique	75
III.2.2.3. Influence du pourcentage d'argile	77
III.2.2.4. Influence de l'ouverture des pores du filtre	79
III.2.3. Confrontation avec les critères existants	80
III.2.4. Bilan de la première campagne d'essais	83
III.3. Amélioration du processus expérimental et deuxième campagne d'essais	84

III.3.1.	Améliorations du prototype et du protocole	84
III.3.1.1.	Amélioration du circuit d'injection	84
III.3.1.2.	Amélioration du système de confinement	85
III.3.1.3.	Amélioration du circuit effluent	86
III.3.1.4.	Amélioration de la saturation	88
III.3.2.	Présentation des essais	88
III.3.2.1.	Introduction	88
III.3.2.2.	Erosion d'argile	90
III.3.2.3.	Erosion d'argile et de sable	94
III.3.3.	Bilan des essais sur prototype amélioré	98
IV.	<i>Comparaison entre expérimentation et première approche de modélisation</i>	101
IV.1.	Démarche scientifique	101
IV.2.	Modélisation de l'érosion de particules fines	102
IV.2.1.	Définition des hypothèses et des variables	102
IV.2.2.	Equations de conservation	104
IV.2.3.	Lois de comportement	106
IV.2.3.1.	Loi d'écoulement	106
IV.2.3.2.	Loi d'érosion	107
IV.2.3.3.	Loi de transport des particules érodées	108
IV.2.3.4.	Loi d'évolution de la viscosité du fluide interstitiel	108
IV.2.4.	Définition du système à résoudre	109
IV.2.5.	Résolution numérique	110

IV.2.6.	Etude de la convergence du modèle _____	111
IV.2.6.1.	Influence du pas de temps sur la convergence du modèle _____	112
IV.2.6.2.	Influence du pas d'espace sur la convergence du modèle _____	113
IV.3.	Effet de la variation des paramètres du modèle _____	114
IV.3.1.	Effet de la variation du coefficient d'érosion λ _____	115
IV.3.2.	Effet de la variation du coefficient de transport β _____	117
IV.3.3.	Effet de la variation de la porosité maximale n_{emax} _____	118
IV.3.4.	Bilan des effets des variations _____	119
IV.4.	Analyse comparative des résultats expérimentaux et numériques _____	119
IV.5.	Bilan de l'analyse comparative _____	123
	Conclusion générale _____	125
	Perspectives _____	127

Liste des figures

Figure 1 : Phénomène de boulangerie	7
Figure 2 : Phénomène de débouillage (Lautrin, 2002)	8
Figure 3 : Suffusion (Lafleur, 1999)	9
Figure 4 : Renard dans un barrage (Lautrin, 2002)	9
Figure 5 : Auto-filtration	10
Figure 6 : Rupture d'un barrage expérimental en terre (Höeg et al, 2004)	12
Figure 7 : Schéma du système à double pistonage (Camapum De Carvalho et al, 1987)	15
Figure 8 : Méthode de prédiction de la stabilité des sols pulvérulents (Kenney et Lau, 1985)	17
Figure 9 : Transformation de la courbe granulométrique (Giroud, 2005)	19
Figure 10 : Ligne critique de stabilité sous l'écoulement (Monnet, 1998)	24
Figure 11 : Evolution en fonction du nombre de Reynolds (Tarog, 2000)	28
Figure 12 : Schéma de principe du Pinhole Test (Tarog, 2000)	28
Figure 13 : Schéma du Rotating Cylinder Test (Tarog, 2000)	29
Figure 14 : Taux de variation du taux d'érosion en fonction de τ_{cr} (Arulanandan et Perry, 1983)	30
Figure 15 : Taux d'érosion en fonction de la contrainte de cisaillement hydraulique (Arulanandan et Perry, 1983)	31
Figure 16 : Schéma du montage expérimental (Papamichos et al, 2001)	32
Figure 17 : Evolution du débit massique en fonction de la contrainte axiale (Papamichos et al, 2001)	33
Figure 18 : Evolution du débit massique en fonction du débit d'injection hydraulique (Papamichos et al, 2001)	33
Figure 19 : Phénomène d'érosion (Papamichos et al, 2001)	34
Figure 20 : Schéma du montage expérimental préliminaire	40

Figure 21 : Suffusion dans un mélange sable - gravier	42
Figure 22 : Auto-filtration dans un mélange sable - gravier	42
Figure 23 : Renard dans un mélange sable - gravier	43
Figure 24 : Renard dans du sable	44
Figure 25 : Renard dans du sable	45
Figure 26 : Renard dans un mélange sable - argile	46
Figure 27 : Schéma du bac de collecte de l'effluent	50
Figure 28 : Perméamètre triaxial modifié	50
Figure 29 : Erosion par renard	51
Figure 30 : Vue générale du prototype expérimental	55
Figure 31 : Schéma du système d'injection et d'évacuation	56
Figure 32 : Photo du filtre à 0,08 mm	57
Figure 33 : Photo et schéma de la cellule triaxiale modifiée avec son bac de récolte d'effluent	57
Figure 34 : Capteur optique à une voie	58
Figure 35 : Courbe d'étalonnage du capteur optique pour différentes teneurs en kaolinite	59
Figure 36 : Organigramme du logiciel d'acquisition et de pilotage	61
Figure 37 : Perméabilité du système en fonction du gradient hydraulique	62
Figure 38 : Variation volumique du système de confinement en fonction de la pression	63
Figure 39 : Courbe granulométriques des sables utilisés	64
Figure 40 : Courbe granulométrique des argiles utilisées	65
Figure 41 : Schéma du système de mise en forme	66
Figure 42 : Schéma de principe des essais	69
Figure 43 : Evolution de la perméabilité hydraulique dans le temps (échantillons 2, 3, 4)	71

Figure 44 : Granulométrie des échantillons	72
Figure 45 : Courbe type de débit massique en fonction du temps (échantillon 47)	74
Figure 46 : Evolution de la perméabilité au cours du temps (échantillons 29B, 47)	74
Figure 47 : Evolution du débit massique au cours du temps (échantillons 27, 29B, 47)	75
Figure 48 : Evolution de la masse érodée au cours du temps (échantillons 27, 29B, 47)	75
Figure 49 : Evolution de masse érodée au cours du temps (échantillons 29A, 36A, 46)	76
Figure 50 : Visualisation de l'érosion régressive (échantillon 36A)	76
Figure 51 : Effondrement de l'échantillon 36A	77
Figure 52 : Evolution de la masse érodée au cours du temps (échantillons 14, 16, 17)	78
Figure 53 : Concentration maximale en fonction de la contrainte de cisaillement hydraulique	81
Figure 54 : Concentration maximale en fonction de la contrainte de cisaillement hydraulique	81
Figure 55 : Concentration maximale en fonction de la contrainte hydraulique de cisaillement, influence du filtre (30% de kaolinite)	82
Figure 56 : Schéma de la cellule d'injection	85
Figure 57 : Photo et schéma de la cellule triaxiale modifiée avec son bac de récolte d'effluent	86
Figure 58 : Capteur optique à quatre voies	87
Figure 59 : Evolution des signaux optiques (10%, $\sigma_3 = 150$ kPa)	87
Figure 60 : Tableau récapitulatif des essais de la 2 ^{ème} campagne sur prototype amélioré	89
Figure 61 : Influence du gradient hydraulique sur l'érosion d'argile (10%, $\sigma_3 = 200$ kPa)	90
Figure 62 : Influence du pourcentage d'argile sur l'érosion d'argile ($i = 100$ m/m, $\sigma_3 = 100$ kPa)	91
Figure 63 : Débit massique maximal en fonction de la contrainte hydraulique de cisaillement et du pourcentage d'argile ($\sigma_3 = 100$ kPa)	92
Figure 64 : Influence de la pression de confinement sur l'érosion d'argile ($i = 20$ m/m, 10%)	93
Figure 65 : Débit massique maximal en fonction de la contrainte hydraulique de cisaillement et de la pression de confinement (10%)	94

Figure 66 : Masse érodée cumulée en fonction du temps (10%, $\sigma_3 = 150$ kPa)	95
Figure 67 : Variation volumique en fonction du temps (10%, $\sigma_3 = 150$ kPa)	95
Figure 68 : Influence de la pression de confinement sur l'érosion d'argile et de sable (10%)	96
Figure 69 : Influence du gradient sur le renard pour le sable de Fontainebleau	97
Figure 70 : Evolution du débit massique au cours du temps pour deux sables	97
Figure 71 : Volume élémentaire représentatif du sol	102
Figure 72 : Evolution de la porosité moyenne de l'échantillon en fonction du temps pour différents pas de temps	113
Figure 73 : Evolution de la concentration de l'effluent en fonction du temps pour différents pas de temps	113
Figure 74 : Evolution de la concentration de l'effluent en fonction du temps pour différents pas d'espace	114
Figure 75 : Evolution de la concentration massique (A1; $i = 20$ m/m; 10% de fines; $\sigma_3 = 200$ kPa)	115
Figure 76 : Evolution de la masse érodée cumulée (A1 ; $i = 20$ m/m ; 10% de fines ; $\sigma_3 = 200$ kPa)	115
Figure 77 : Evolution de la concentration de l'effluent en fonction du temps pour différentes valeurs de λ	116
Figure 78 : Evolution de la masse en fonction du temps pour différentes valeurs de λ	116
Figure 79 : Evolution de la concentration de l'effluent en fonction du temps pour différentes valeurs de β	117
Figure 80 : Evolution de la masse en fonction du temps pour différentes valeurs de β	117
Figure 81 : Evolution de la concentration de l'effluent en fonction du temps pour différentes valeurs de n_{max}	118
Figure 82 : Evolution de la masse en fonction du temps pour différentes valeurs de n_{max}	119
Figure 83 : Comparaison essai A1 et modélisation numérique (évolution de la concentration)	120
Figure 84 : Comparaison essai A1 et modélisation numérique (évolution de la masse)	120
Figure 85 : Comparaison essai A1 et modélisation numérique (évolution du débit du fluide)	121
Figure 86 : Comparaison essai A1 et modélisation numérique (évolution de la perméabilité)	121

Liste des tableaux

<i>Tableau 1 : Caractéristiques d'état et interactions eau-sol des différents phénomènes</i>	11
<i>Tableau 2 : Méthode de dimensionnement du filtre (Giroud, 2005)</i>	20
<i>Tableau 3 : Valeur du coefficient en fonction de la granulométrie du sol (Lautrin, 2002)</i>	23
<i>Tableau 4 : Essais préliminaires réalisés</i>	41
<i>Tableau 5 : Principales caractéristiques des échantillons préliminaires</i>	47
<i>Tableau 6 : Confrontation observations - critères</i>	47
<i>Tableau 7 : Essais réalisés au perméamètre triaxial</i>	52
<i>Tableau 8 : Principaux résultats</i>	52
<i>Tableau 9 : Pourcentage de contribution en fonction des paramètres</i>	53
<i>Tableau 10 : Caractéristiques des sables utilisés</i>	64
<i>Tableau 11 : Caractéristiques des argiles utilisées</i>	65
<i>Tableau 12 : Principales caractéristiques granulométriques</i>	72
<i>Tableau 13 : Principales caractéristiques des 15 essais retenus de la 1^{ère} campagne</i>	73
<i>Tableau 14 : Synthèse des essais sur l'influence du filtre</i>	79
<i>Tableau 15 : Confrontation des valeurs de gradients hydrauliques critiques</i>	80
<i>Tableau 16 : Confrontation des valeurs de τ_{cr}</i>	82
<i>Tableau 17 : Confrontation des critères filtre avec l'expérimentation</i>	83

Résumé : L'érosion interne est l'une des principales causes des instabilités d'ouvrages hydrauliques en terre (digue, levée, barrage ...). Les désordres constatés sur des ouvrages récents soulignent la nécessité d'une meilleure compréhension et quantification des phénomènes qui régissent l'érosion interne. L'entraînement et le transport de grains par les écoulements internes affectent la distribution granulométrique, modifient la porosité ainsi que les caractéristiques mécaniques et hydrauliques. L'actuelle méconnaissance de ces phénomènes dans les sols sablo-argileux, très fréquents dans les ouvrages, nous a conduit à privilégier l'étude du comportement de ces milieux.

Une étude préliminaire de visualisation et de quantification de l'influence de quatre paramètres (poids volumique, gradient hydraulique, pourcentage d'argile et ouverture des pores du filtre) nous a permis d'une part de valider leur choix et d'autre part de définir un protocole et un prototype expérimentaux adaptés. Le banc expérimental ainsi réalisé, permet de consolider et de confiner les échantillons en évitant tout écoulement parasite.

Les échantillons sont soumis à un écoulement descendant sous gradient hydraulique constant. L'acquisition des données est automatisée afin de suivre continûment le débit d'eau injecté, les variations volumiques des échantillons, la masse et la concentration d'argile de l'effluent. Après validation de l'expérimentation par reproduction puis confrontation avec une étude présente dans la littérature, nous réalisons des essais paramétriques. Ces expérimentations mettent en évidence l'existence d'un seuil de gradient hydraulique pour la suffusion d'une fraction de l'argile, qui s'accroît avec le pourcentage d'argile et la pression de confinement.

Nous constatons l'existence d'un second seuil au delà duquel la migration d'argile s'accompagne de l'érosion régressive de sable, ce qui induit un renard et finalement l'effondrement de l'échantillon. Ce seuil augmente avec le pourcentage d'argile mais décroît avec la pression de confinement. L'influence des caractéristiques du sable sur le renard est également mise en évidence.

Nous proposons une première modélisation numérique 1D de la suffusion qui permet de représenter l'évolution de la concentration en argile de l'effluent et de la masse érodée.

Ce travail permet également d'ouvrir d'intéressantes perspectives de recherche théorique ou expérimentale.

Mots-clés : géotechnique ; sols sablo - argileux saturés ; écoulement ; confinement ; système expérimental ; expérimentation ; érosion interne ; suffusion ; renard ; modélisation.

Influence of water – soil mechanical interactions on internal erosion

Abstract : Internal erosion is one of the main causes of instabilities within hydraulic earth structures (dike, levee, dam,...). The occurrence of breach in new structures underlines the urgency to quantify phenomena induced by internal erosion. Entrainment and migration of some particles under flow affect the porosity and grain size distribution, which change the hydraulic and mechanical characteristics. These phenomena in sand-clay soils are not sufficiently understood. Therefore, we focus this study on this type of soils that are frequently present in earth structures.

Preliminary tests are performed to show and to quantify the influence of four parameters (volumic weight, kaolinite percentage, hydraulic gradient and filter pore opening size). These tests permit to validate the choice of these parameters, and to define a device and an experimental procedure. The realized experimental device consists of three modified triaxial cells that allow to control the confining pressure, to prevent any parasitic flow and to follow great deformations of samples.

Downward flow under constant hydraulic gradient is applied to the samples. A computer performs automatically: flow, confining pressure, eroded mass, volume variation of samples and effluent concentration. A confrontation between a study present in bibliography and performed tests permits to validate the experimental procedure. Thanks to a parametric study, we identify a minimal value of hydraulic gradient to initiate the suffusion of clay. This critical value increases with the percentage of kaolinite and the confining pressure. When the hydraulic gradient reaches a second critical value, the backward erosion of sand accompanies the migration of clay. This erosion induces a piping and finally the samples collapse. The increasing of kaolinite percentage and the decreasing of confining pressure induce an increasing of this critical hydraulic gradient. The influence of sand characteristics on piping has been also shown up.

We propose a first 1D numerical modelling of suffusion; this model allows to represent the evolution of effluent concentration and eroded mass.

This work permits to define interesting perspectives of theoretical or experimental research.

Key word : geotechnics; saturated sand-clay soils; flow; confining; experimental device; experimentation; internal erosion; suffusion; piping; modelling

Discipline : Sciences de l'Ingénieur